

# **ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS PORTICADAS ATENDENDO À IRREGULARIDADE EM ALTURA DE ACORDO COM DIFERENTES REGULAMENTOS**

**FRANCISCO DO PAÇO MOURA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

JUNHO DE 2013

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

*Educação é a arma mais poderosa que podes usar para mudar o mundo*  
*Nelson Mandela*



## **AGRADECIMENTOS**

Quero manifestar a minha gratidão e agradecimento profundo a todas as pessoas que colaboraram comigo na execução deste trabalho, e que de forma especial contribuíram com o seu encorajamento, compreensão, dedicação e disponibilidade. De entre estas, gostaria de manifestar a minha especial gratidão:

Ao Prof. Doutor Xavier Romão pela disponibilidade, compreensão, apoio e ensinamentos que contribuíram para a minha motivação e interesse na realização deste trabalho.

À minha namorada pelo apoio constante e incondicional que em muito contribuiu para ter a força necessária para ultrapassar o desafio nas fases mais difíceis.

Aos meus colegas e amigos pelos esclarecimentos prestados, troca de ideias e amizade sempre demonstrada, destacando os meus amigos Francisco Gonçalves e Pedro Almeida pelo envolvimento e apoio nas fases mais críticas.

À minha família pelo apoio, compreensão, permanente incentivo e amor demonstrado.



## **RESUMO**

Atualmente, a maior facilidade na realização de análises não lineares de grandes edifícios permite-nos tirar partido da não linearidade dos materiais, tendo em conta o seu comportamento dúctil, permitindo obter um melhor conhecimento do comportamento estrutural e uma consequente maior segurança. Assim, os regulamentos sísmicos definem um conjunto de regras que levam a que as estruturas sejam dimensionadas assumindo maior ductilidade dos elementos estruturais.

O presente estudo tem como objetivo principal a análise de alguns regulamentos de dimensionamento sísmico, avaliando as diferenças resultantes do dimensionamento de estruturas irregulares em altura sujeitas à ação sísmica efetuado segundo os seus procedimentos.

O estudo analisa as diferenças obtidas por um dimensionamento relativamente ao qual se espera que os elementos estruturais tenham deformações não lineares mais significativas quando sujeitos à ação sísmica e um dimensionamento relativamente ao qual se espera que essas exigências de deformação não linear sejam reduzidas.

É dado especial enfoque, ao longo do trabalho, aos critérios que definem a regularidade em altura de edifícios e às alterações impostas pelos vários regulamentos caso os mesmos não se verifiquem. Assim, foram analisadas diferentes estruturas por forma a ser possível tirar conclusões que permitam avaliar esses critérios, bem como a adequabilidade das alterações impostas pelos vários regulamentos caso a irregularidade em altura se verifique.

De forma a avaliar a qualidade dos resultados obtidos, e assim uma crítica mais fundamentada, sujeitam-se as estruturas em estudo a uma análise não linear estática, da qual se analisam os deslocamentos máximos a que a estrutura fica sujeita e as exigências de ductilidade dos elementos.

**PALAVRAS-CHAVE:** irregularidade em altura, ação sísmica, ductilidade, regulamentos de dimensionamento sísmico, coeficiente de comportamento.





## **ABSTRACT**

Currently, the greater ease in performing the nonlinear analysis of large buildings allows us to take advantage of the non linearity of materials and take into account their ductile behaviour, thus leading to a better understanding of the structural behaviour and consequent greater security. Thus, the seismic design codes define a set of rules that lead to structures designed to account for the larger ductility of their structural elements.

The main objective of the present study is the analysis of several seismic design codes to evaluate the differences resulting from the seismic design of vertically irregular structures according to their procedures.

The study analyses the differences obtained by a design when designing both low and medium ductility structures.

Special focus is given to the criteria that define the vertical regularity of the buildings and the changes imposed by the various codes. Different structural configurations are studied in order to draw conclusions about the effectiveness of these criteria, as well as the appropriateness of the changes imposed by the various codes if the structures are irregular in height.

In order to assess the quality of the design results obtained, the structures are subjected to a nonlinear static analysis, to analyze their maximum lateral displacements and the ductility requirements of the members.

**KEYWORDS:** vertical irregularity, seismic action, ductility, seismic design codes, response modification factor.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. APRESENTAÇÃO DO TEMA .....	1
1.2. ESTRUTURA DA TESE .....	2
<b>2. DEFINIÇÃO DE IRREGULARIDADE EM ALTURA SEGUNDO OS DIFERENTES REGULAMENTOS INTERNACIONAIS</b> .....	5
2.1. EUROCÓDIGO 8 .....	5
2.2. COD DE PROIECTARE .....	7
2.3. DECRETO DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE 14 GENNAIO 2008 .....	8
2.4. ASCE/SEI 7-10 .....	9
2.4.1. EXCEÇÕES .....	10
2.4.2. LIMITAÇÕES E REQUISITOS ADICIONAIS .....	11
<b>3. APRESENTAÇÃO DAS ESTRUTURAS ANALISADAS</b> .....	13
3.1. DEFINIÇÃO DAS CARGAS .....	14
3.2. CARACTERÍSTICAS DO PÓRTICO A .....	14
3.2.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	15
3.2.1.1. Vigas .....	15
3.2.1.2. Pilares .....	15
3.2.2. REGULARIDADE EM ALTURA .....	16
3.3. CARACTERÍSTICAS DO PÓRTICO B .....	16
3.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	17
3.3.1.1. Vigas .....	17
3.3.1.2. Pilares .....	17
3.3.2. IRREGULARIDADES .....	18
3.4. CARACTERÍSTICAS DO PÓRTICO C .....	18

3.4.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	19
3.4.2. IRREGULARIDADES .....	19
<b>4. DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>21</b>
<b>4.1. AÇÃO SÍSMICA.....</b>	<b>21</b>
<b>4.2. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM .....</b>	<b>22</b>
<b>4.3. ANÁLISE MODAL .....</b>	<b>24</b>
<b>4.4. EUROCÓDIGO 8 .....</b>	<b>26</b>
4.4.1. CLASSES DE DUCTILIDADE .....	26
4.4.2. CÁLCULO DE ESFORÇOS ATUANTES .....	26
4.4.3. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO .....	27
4.4.4. CÁLCULO DA ARMADURA .....	28
4.4.4.1. Dimensionamento de estruturas da classe DCL .....	28
4.4.4.2. Dimensionamento de estruturas da classe DCM .....	31
<b>4.5. REGULAMENTO ITALIANO.....</b>	<b>35</b>
4.5.1. CLASSES DE DUCTILIDADE .....	35
4.5.2. CÁLCULO DE ESFORÇOS ATUANTES .....	36
4.5.3. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO .....	37
4.5.4. CÁLCULO DA ARMADURA .....	37
4.5.4.1. Estruturas não dissipativas .....	37
4.5.4.2. Estruturas da classe CD B .....	38
<b>4.6. REGULAMENTO ROMENO .....</b>	<b>40</b>
4.6.1. CLASSES DE DUCTILIDADE .....	40
4.6.2. CÁLCULO DE ESFORÇOS ATUANTES .....	40
4.6.3. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO .....	40
4.6.4. CÁLCULO DA ARMADURA .....	41
4.6.4.1. Estruturas pertencentes à classe DCL.....	41
4.6.4.2. Estruturas pertencentes à classe DCM.....	41
<b>4.7. ASCE 7-10 .....</b>	<b>42</b>
4.7.1. CLASSES DE DUCTILIDADE .....	43
4.7.2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES .....	43
4.7.3. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO .....	44
4.7.4. CÁLCULO DAS ARMADURAS.....	44

<b>5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS</b>	49
5.1. COMPARAÇÃO DE ESFORÇOS OBTIDOS PARA AS ESTRUTURAS DA CLASSE DCM E DCL	50
5.2. ANÁLISE DOS EFEITOS DA CONSIDERAÇÃO DA IRREGULARIDADE EM ALTURA	54
5.3. COMPARAÇÃO DAS PERCENTAGENS DE ARMADURA OBTIDAS PARA AS ESTRUTURAS DCM E DCL	56
5.4. ANÁLISE DE RESULTADOS ENTRE PÓRTICOS	60
5.5. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE REGULAMENTOS	62
<b>6. ANÁLISE NÃO LINEAR DAS ESTRUTURAS DIMENSIONADAS</b>	69
6.1. ANÁLISE PUSHOVER	69
6.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DAS ESTRUTURAS	71
6.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	71
<b>7. CONCLUSÃO</b>	79
7.1. CONCLUSÕES FINAIS	79
7.2. DESENVOLVIMENTO FUTURO	80

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Imagem adaptada do EC8 [6] para ilustrar as condições de regularidade em altura .....	7
Fig. 3.1 – Planta do edifício .....	13
Fig. 3.2 – Pórtico A .....	14
Fig. 3.3 – Pilar considerado para o pré-dimensionamento .....	16
Fig. 3.4 – Pórtico B .....	17
Fig. 3.5 – Pórtico C .....	18
Fig. 4.1 – Deformada do primeiro modo do Pórtico A .....	25
Fig. 4.2 – Deformada do segundo modo do Pórtico A .....	25
Fig. 4.3 – Deformada do segundo modo do Pórtico B .....	25
Fig. 4.4 – Cálculo dos momentos de extremidade das vigas (adaptado do EC8 [6]) .....	33
Fig. 5.1 – Numeração das secções analisadas - Pórtico A .....	47
Fig. 5.2 – Numeração das vigas analisadas .....	49
Fig. 5.3 – Quociente entre momento para estrutura regular e estrutura irregular .....	53
Fig. 5.4 – Armadura longitudinal das vigas do Pórtico C .....	53
Fig. 5.5 – Percentagem de armadura longitudinal das vigas do Pórtico C segundo o regulamento Italiano [8] (%) .....	54
Fig. 5.6 – Percentagem de armadura longitudinal das vigas do Pórtico C segundo o regulamento Americano [9] (%) .....	55
Fig. 5.7 – Percentagem de armadura transversal das vigas do Pórtico C segundo o regulamento Italiano [8] (%) .....	56
Fig. 5.8 – Percentagem de armadura longitudinal dos pilares do Pórtico C segundo o regulamento Italiano [8] (%) .....	56
Fig. 5.9 – Percentagem de armadura longitudinal dos pilares do Pórtico C segundo o regulamento Americano [9] (%) .....	57
Fig. 5.10 – Percentagem de armadura transversal dos pilares do Pórtico C segundo o regulamento Italiano [8] (%) .....	58
Fig. 5.11 – Percentagem de armadura longitudinal das vigas dos Pórticos A, B e C .....	59
Fig. 5.12 – Percentagem de armadura longitudinal dos pilares dos Pórticos A, B e C .....	59
Fig. 5.13 – Rácios EC/Italiano e Italiano/Romeno de armadura longitudinal superior das vigas do Pórtico A .....	60
Fig. 5.14 – Rácios Romeno/EC e ASCE/Italiano de armadura longitudinal superior das vigas do Pórtico A .....	61
Fig. 5.15 – Rácio ASCE/Italiano de armadura longitudinal inferior das vigas do Pórtico A .....	62
Fig. 5.16 – Rácios EC/Italiano e Italiano/Romeno de armadura longitudinal dos pilares do Pórtico A .....	63

Fig. 5.17 – Rácios Romeno/EC e ASCE/Italiano de armadura longitudinal dos pilares do Pórtico A ...	64
Fig. 5.18 – Rácios EC/Italiano e Italiano/Romeno de armadura transversal dos pilares do Pórtico A ..	65
Fig. 5.19 – Rácios Romeno/EC e ASCE/Italiano de armadura transversal dos pilares do Pórtico A....	65
Fig. 6.1 – Curva de capacidade da estrutura e bilinearização da mesma .....	71
Fig. 6.2 – Curva de comportamento da estrutura do Pórtico A para a classe DCL sujeita a uma distribuição de carga modal .....	73
Fig. 6.3 – Curva de comportamento da estrutura do Pórtico A para a classe DCM sujeita a uma distribuição de carga modal .....	73
Fig. 6.4 – Deformada do Pórtico A DCL para a distribuição de carga modal .....	74
Fig. 6.5 – Deformada do Pórtico A DCM para a distribuição de carga modal .....	75
Fig. 6.6 – Deformada do Pórtico B DCL para a distribuição de carga modal .....	76
Fig. 6.7 – Deformada do Pórtico B DCM para a distribuição de carga modal .....	77

## ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1 – Implicações gerais das condições de regularidade das estruturas segundo o EC8 [6] ....	6
Quadro 2.2 - Implicações gerais das condições de regularidade das estruturas segundo o Cod de proiectare [7].....	8
Quadro 4.1 – Características da ação sísmica .....	22
Quadro 4.2 – Cálculo do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos .....	23
Quadro 4.3 – Modos de vibração, períodos e fatores de participação de massa modal dos 3 pórticos analisados .....	24
Quadro 4.4 – Valores básicos do coeficiente de comportamento do EC8 [6] .....	27
Quadro 5.1 – Rácios DCM/Linear de esforço transversal para vigas do Pórtico A.....	49
Quadro 5.2 – Rácios DCM/Linear de esforço transversal e de momentos para pilares do Pórtico A....	50
Quadro 5.3 – Rácios DCM/Linear de esforço transversal para vigas do Pórtico B.....	51
Quadro 5.4 – Rácios DCM/Linear de esforço transversal e de momentos para pilares do Pórtico B....	52
Quadro 6.1 – Deslocamento-alvo das estruturas analisadas .....	72
Quadro 6.2 – Deslocamentos relativos entre pisos do Pórtico B DCM para a distribuição de cargas modal.....	74



## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

*NOTA:* Dada a elevada quantidade de símbolos utilizados ao longo do trabalho, neste ponto, apenas se indicam os símbolos que foram enunciados ao longo do trabalho e que não foram legendados.

Asl+,irregular - armadura longitudinal positiva para estrutura irregular

Asl+,regular - armadura longitudinal positiva para estrutura regular

Asl-,irregular - armadura longitudinal negativa para estrutura irregular

Asl-,regular - armadura longitudinal negativa para estrutura regular

E - módulo de elasticidade [GPa]

$G_k$  - ações permanentes características

Mpilar - momento no pilar

M+,irreg - momento positivo para estrutura irregular

M+,reg - momento positivo para estrutura regular

M-,irreg - momento negativo para estrutura irregular

M-,reg - momento negativo para estrutura regular

$Q_k$  - ações variáveis características

$T_1$  - período de vibração fundamental [s]

Vpilar - esforço transversal no pilar

ACI - American Concrete Institute

ASCE - American Society of Civil Engineers

EC0 - Eurocódigo 0

EC2 - Eurocódigo 2

EC8 - Eurocódigo 8

ELS - Estado Limite de Serviço

ELU - Estado Limite Último

SDC A - Seismic Design Category A

SDC B - Seismic Design Category B

SI - Sistema Internacional

Fig. - Figura







# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. APRESENTAÇÃO DO TEMA

As estruturas reais são quase sempre irregulares uma vez que a regularidade perfeita é uma idealização de ocorrência muito rara. É sabido que a regularidade em altura é uma das características mais importantes que condicionam a resposta sísmica de estruturas de edifícios. Assim sendo, o presente estudo analisa o comportamento de uma estrutura regular e de duas irregulares à luz de diferentes regulamentos, fazendo depois uma comparação entre o seu comportamento.

Existe um vasto leque de estudos anteriores que comprovam o mau comportamento sísmico de edifícios cujas estruturas são irregulares em altura, designadamente, *Effects of vertical irregularities on seismic behavior of building structures* [1], *Seismic behavior of reinforced concrete frames with setbacks* [2] e *Seismic response of structures with coupled vertical stiffness-strength irregularities* [3].

Com efeito, será objeto de estudo deste trabalho a análise dos critérios que definem o conceito de regularidade à luz de diferentes regulamentos de dimensionamento sísmico de estruturas.

A irregularidade em altura tem normalmente como base razões estéticas (arquitetura), económicas ou de funcionalidade impostas por cada uma das partes envolvida na construção do edifício. Essas partes são o dono da obra, o engenheiro de estruturas, o arquiteto, o empreiteiro e a sociedade em geral. O papel do engenheiro de estruturas é determinar uma solução que conjugue o bom funcionamento estrutural da obra durante o tempo de vida para ela esperado com as exigências feitas pelas outras partes envolvidas na construção da obra. Isto torna-se um desafio maior quando esta obra está localizada numa zona sísmica onde o engenheiro tem de fazer essa mesma conjugação mas tendo em conta a ocorrência de sismo. Portanto, o engenheiro precisa de compreender a resposta sísmica de diferentes tipos e configurações de estruturas. Para além disso há a necessidade de um procedimento de dimensionamento que tenha em conta explicitamente as exigências impostas pelos sismos. As incertezas tanto nas exigências sísmicas como nas capacidades estruturais da estrutura devem ser consideradas num dimensionamento cuidado que visa a resposta de estruturas que podem ter várias configurações resultantes de condições impostas pelos vários intervenientes na obra.

A irregularidade em altura de edifícios tem sido alvo de menos estudo do que a irregularidade em planta. Porém, recentemente, o interesse neste assunto aumentou, graças, em parte, ao aumento, cada vez maior, da capacidade computacional que permite a análise não linear de grandes edifícios.

Mais recentemente, a maior parte dos estudos, como os desenvolvidos por Salawdeh [4] e De Stefano [5], ainda visam obter uma melhor compreensão da resposta sísmica de edifícios irregulares em altura por forma a obter informação útil para avaliar a adequabilidade dos critérios estabelecidos pelos regulamentos que distinguem estruturas regulares de irregulares, e das regras especiais para os

irregulares que normalmente consistem em reduzir o coeficiente de comportamento e impor uma análise modal em vez da análise estática. Estes estudos vieram demonstrar que descontinuidades na massa, rigidez ou resistência em altura, consideradas pelos atuais regulamentos como irregularidades em altura, não resultam necessariamente num mau comportamento sísmico. Assim, os critérios desses regulamentos estariam a penalizar excessivamente o comportamento desse tipo de estruturas e deveriam ser melhorados por forma a definir critérios que realmente definam um comportamento irregular. Por outro lado, apesar de algumas exceções, as regras de dimensionamento desses mesmos regulamentos para edifícios irregulares em altura resultaram em desempenho sísmico satisfatório.

Assim, um dos principais objetivos deste trabalho consiste em analisar a adequabilidade e "razoabilidade" de diferentes regulamentos quanto à definição de irregularidade em altura e dos critérios a aplicar caso esta se verifique.

Duma forma simples podemos dizer que existe irregularidade em altura quando existem variações em altura de massa, rigidez ou resistência de forma não gradual, isto é, uma variação brusca. Existem muitos edifícios com algum tipo de irregularidade em altura, uns foram assim projetados de início, outros tornaram-se irregulares devido a algum erro durante o processo construtivo, outros devido a danos, mudança do tipo de utilização ou reabilitação. Assim, é essencial para um engenheiro de estruturas compreender melhor a resposta à ação sísmica de estruturas irregulares de rigidez, massa e resistência em altura.

De um modo geral, para evitar irregularidades em altura devemos garantir que não haja:

- Descontinuidades em altura, pois mudanças no sistema estrutural ao longo da altura trazem consequências graves ao interromper o caminho natural das cargas para as fundações.
- Variações significativas das áreas dos pisos que levam a variações de massa e a descontinuidades dos elementos verticais.
- Variações no pé direito dos pisos.
- Utilização de diferentes materiais nos diferentes pisos.
- Contribuição inesperada de componentes não estruturais.
- Mudança de secção dos elementos estruturais ao longo da altura do edifício.

Muitas estruturas sofreram danos inesperados e até mesmo colapsaram devido à não consideração destas irregularidades no seu dimensionamento.

## **1.2. ESTRUTURA DA TESE**

Para além deste capítulo, este trabalho compreende ainda mais seis capítulos, organizados e distribuídos da forma a seguir apresentada.

No Capítulo 2 é analisado o aspeto da irregularidade em altura dos edifícios. Ao longo do capítulo explica-se quais são as condições que definem um edifício como irregular à luz dos regulamentos em análise. Procura-se igualmente mostrar neste capítulo quais as alterações no processo de dimensionamento caso essa mesma irregularidade se verifique.

O Capítulo 3 tem como objetivo apresentar as estruturas em análise no presente estudo. Inicialmente definem-se os materiais a utilizar e quais as cargas atuantes. Para cada pórtico é exposta a sua geometria, estabelecido o pré-dimensionamento e a posterior análise à regularidade em altura seguindo as exigências de cada regulamento estudado.

Todo o processo de dimensionamento das estruturas consideradas é desenvolvido no Capítulo 4, onde são detalhadamente explicados todos os passos para dimensionar edifícios em betão armado, de diferentes classes de ductilidade, sendo regulares em altura ou não, evidenciando as diferenças entre os diversos regulamentos. Uma vez que o regulamento vigente no nosso país será em breve o Eurocódigo 8 [6], é esse que é mais detalhadamente explicado. O maior foco neste regulamento deve-se ainda ao facto de existir uma grande semelhança entre os vários regulamentos, pelo que explicar detalhadamente todos eles tornar-se-ia repetitivo sendo que para os restantes regulamentos a sua análise será feita essencialmente sob a forma de comparação com o Eurocódigo 8 [6]. Neste capítulo define-se também inicialmente a forma como foi tratada a ação sísmica neste trabalho enquanto ação atuante nas estruturas em análise.

O Capítulo 5 está organizado de forma a mostrar claramente quais os resultados obtidos e evidenciar comparações entre os diferentes métodos de dimensionamento adotados. Neste capítulo procurou-se analisar a adequabilidade e razoabilidade das regras estabelecidas pelos diferentes regulamentos no que respeita à regularidade em altura. É feita também uma comparação entre todos os regulamentos e analisa-se quais as consequências da escolha de classes de ductilidade diferentes.

No Capítulo 6 efectuaram-se análises não lineares estáticas das três estruturas dimensionadas para avaliar o seu desempenho e avaliar se as disposições dos regulamentos quanto às estruturas irregulares garantem um bom funcionamento destas.

É ainda apresentado o Capítulo 7, onde se expõem as principais conclusões do trabalho realizado, sintetizando as várias considerações importantes relativas a cada assunto que foram sendo referidas ao longo dos capítulos.





## 2

### DEFINIÇÃO DE IRREGULARIDADE EM ALTURA SEGUNDO OS DIFERENTES REGULAMENTOS INTERNACIONAIS

No presente estudo, três estruturas serão objeto de análise e posterior dimensionamento à luz de diversos regulamentos no contexto da ação sísmica. A principal característica das estruturas em análise é a regularidade ou não em altura das mesmas segundo os diferentes regulamentos e as diferenças que daí advêm no procedimento de cálculo a adotar no seu dimensionamento. Os regulamentos considerados são:

- Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmica e regras para edifícios [6];
- Cod de proiectare - Partea I: Prevederi de proiectare pentru cladiri (Código de dimensionamento - Parte 1: Requisitos de projecto para imóveis - Regulamento Romeno) [7];
- Decreto del Ministero delle infrastrutture 14 gennaio 2008 - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (Decreto do Ministério das infra-estruturas 14 Janeiro 2008 - Aprovação das novas normas técnicas para a construção - Regulamento Italiano) [8];
- ASCE/SEI 7-10 - American Society of Civil Engineers - Structural Engineering Institute - Minimal Design Loads for Building and Other Structures [9].

#### 2.1. EUROCÓDIGO 8

O Eurocódigo 8 (EC8) [6] classifica as estruturas em regulares ou irregulares. Tal distinção levará a diferenças no modelo estrutural utilizado, no método de análise da estrutura e no valor do coeficiente de comportamento  $q$  a considerar. Tais diferenças vêm resumidas no Quadro 4.1 do Eurocódigo 8 [6], que se resume em seguida no Quadro 2.1.

Os critérios de regularidade indicados pelo regulamento devem ser considerados como condições necessárias. Para os edifícios irregulares em altura o valor do coeficiente de comportamento de referência deve ser reduzido multiplicando-o por 0.8.

Quadro 2.1 – Implicações gerais das condições de regularidade das estruturas segundo o EC8 [6]

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de Comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	
Sim	Sim	Plano	Força lateral equivalente <sup>a</sup>	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral equivalente <sup>a</sup>	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

<sup>a</sup>edifícios que têm períodos de vibração fundamentais ( $T_1$ ), nas duas direções principais, inferiores a  $4 \cdot T_c$  e 2s.

Onde:

$T_c$  – um dos períodos de controlo que define a forma de espectro da resposta segundo o EC8 [6].

De modo a que uma determinada estrutura possa ser considerada como regular em altura, o EC8 [6] impõe que as seguintes condições devem ser respeitadas:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, devem ser contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso devem permanecer constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes;
- Quando a construção apresenta recuos, aplicam-se as seguintes condições adicionais:
  - i. no caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior na direcção do recuo (Fig.2.1a e Fig.2.1b);
  - ii. no caso de um único recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior (Fig.2.1c). Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projecção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75% da força horizontal que actuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;
  - iii. no caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior (Fig.2.1d).

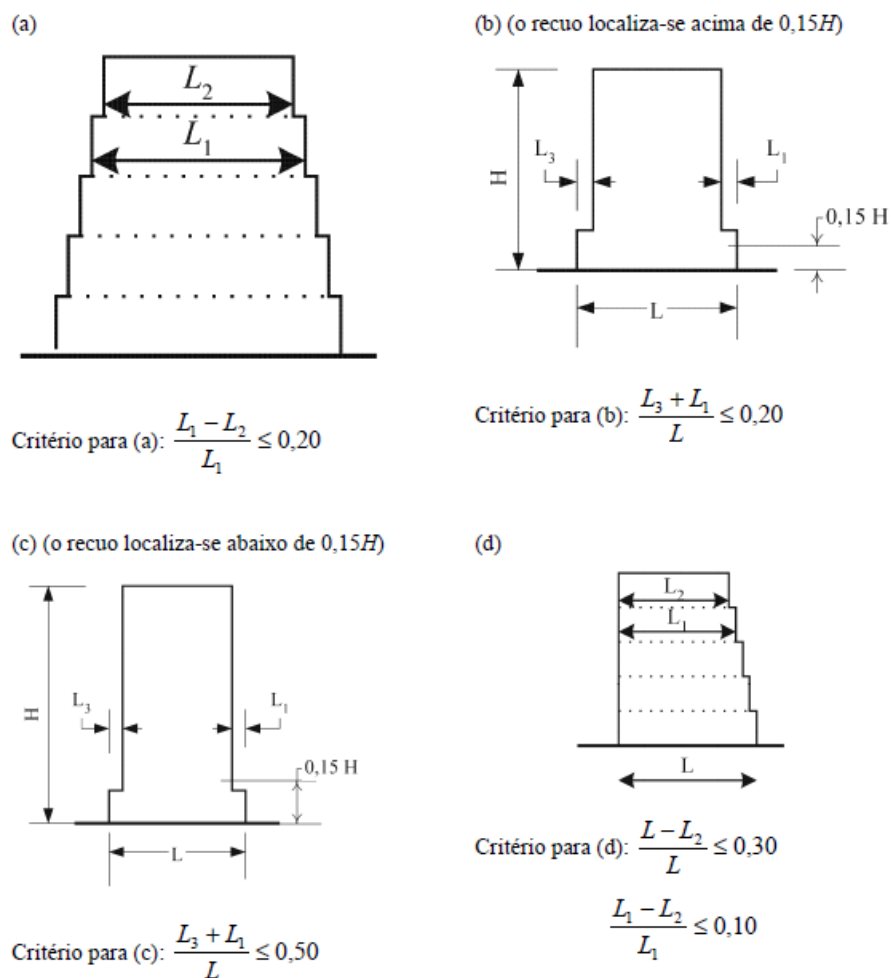


Fig.2.1 – Imagem adaptada do EC8 [6] para ilustrar as condições de regularidade em altura

## 2.2. COD DE PROIECTARE

Assim como o Eurocódigo 8 [6], o regulamento Romeno [7] divide as estruturas em regulares e irregulares resultando também em diferenças no modelo estrutural, no método de análise e no valor do coeficiente de comportamento  $q$  a considerar. Essas diferenças estão explicadas na tabela 4.1 do mesmo regulamento, que se resume em seguida no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Implicações gerais das condições de regularidade das estruturas segundo o Cod de projectare [7]

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de Comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	
Sim	Sim	Plano	Força lateral equivalente <sup>a</sup>	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Modal	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

<sup>a</sup>aplicável a edifícios até 30 m de altura e com um período fundamental inferior a 1.5s

A redução aplicada ao coeficiente de comportamento  $q$  é de 20% em relação ao seu valor de referência.

De modo a que uma determinada estrutura possa ser considerada como regular em altura, o Cod de projectare [7] impõe que as seguintes condições devem ser respeitadas:

- O sistema estrutural deve crescer sem mudanças significativas desde a base até ao topo do edifício. Aceita-se o recuo em altura de parte do edifício caso não ultrapasse 20% da área do piso imediatamente inferior;
- A estrutura não exhibe, em qualquer piso, uma redução maior que 30% na rigidez lateral em relação ao piso imediatamente superior ou inferior;
- A estrutura não exhibe, em qualquer piso, uma resistência lateral menor que 20% da resistência do piso imediatamente superior ou inferior;
- Se as dimensões das secções transversais dos elementos são reduzidas a partir da base até ao topo, a variação de rigidez e resistência lateral deve ser uniforme, sem reduções súbitas entre pisos;
- A massa do edifício deve ter uma distribuição uniforme. Em cada piso, a massa que lhe está associada não pode exceder em mais de 50% a massa dos pisos adjacentes, com exceção para o piso térreo da estrutura;
- A estrutura não deve exibir nenhuma descontinuidade vertical que desvie o caminho das forças do topo até às fundações.

### 2.3. DECRETO DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE 14 GENNAIO 2008

De acordo com este regulamento, a construção deve ser, sempre que possível, uma estrutura hiperestática regular, tanto em planta, como em altura. Este regulamento faz a divisão entre estruturas regulares e irregulares em altura, sendo que para estas últimas obriga a uma redução do coeficiente de comportamento  $q$  para 80% do seu valor de referência.

De modo a que uma determinada estrutura possa ser considerada como regular em altura, o Decreto del Ministero delle infrastrutture 14 gennaio 2008 [8] impõe que as seguintes condições devem ser respeitadas:

- O sistema resistente vertical deve estender-se a toda a altura do edifício;
- A massa do edifício deve permanecer constante ou variar gradualmente, sem alterações bruscas, da base até ao topo da construção. A variação de massa de um piso para o outro não pode ser superior a 25%;
- A rigidez deve também permanecer constante ou sem variações bruscas. A rigidez não deve diminuir de um piso para outro superior em mais de 30% ou aumentar mais de 10%. Podem-se considerar regulares em altura estruturas dotadas de paredes ou núcleos em betão armado ou paredes e núcleos em alvenaria de secção constante em altura bem como pórticos contraventados em aço, à qual é atribuída, pelo menos, 50% da ação sísmica na base;
- Em estruturas porticadas projetadas para a classe de ductilidade baixa, a relação entre a resistência efetiva e a resistência necessária de cálculo não deve ser significativamente diferente entre pisos (a relação entre a resistência efetiva e a resistência necessária, calculada para um piso genérico, não deve diferir mais de 20% de um piso para outro). Pode, no entanto, ser aberta uma exceção para o último piso de estruturas com um mínimo de três pisos;
- Um eventual estreitamento da largura horizontal da construção pode ocorrer de um piso para o seguinte desde que sejam respeitados os seguintes limites:
  - i. em cada piso, o estreitamento não é maior do que 30% da dimensão correspondente ao primeiro piso;
  - ii. em cada piso, o estreitamento não é maior do que 20% da dimensão do piso inferior, excepto no último piso de edifícios com um mínimo de quatro pisos.

## 2.4. ASCE/SEI 7-10

O regulamento americano classifica as estruturas como regulares ou irregulares em altura consoante um conjunto de critérios relacionados com as configurações estruturais do edifício que resultam numa classificação dividida por tipos.

Ao contrário dos outros regulamentos que impõem condições de regularidade, o ASCE/SEI 7-10 [9] estabelece condições de irregularidade.

O ASCE/SEI 7-10 [9] define as estruturas como:

- Estrutura irregular se a rigidez lateral de um piso é menor que 70% da rigidez lateral do piso imediatamente acima ou menor que 80% da rigidez média dos três pisos – Irregularidade Tipo 1a;
- Estrutura com irregularidade extrema se a rigidez lateral de um piso é menor que 60% da rigidez lateral do piso imediatamente acima ou menor que 70% da rigidez média dos três pisos acima – Irregularidade Tipo 1b;
- Estrutura irregular se a massa de um piso é maior que 150% da massa de um piso adjacente, exceto nas coberturas leves – Irregularidade Tipo 2;
- Estrutura irregular se a dimensão horizontal dos elementos estruturais de um piso é maior que 130% dessa dimensão num piso adjacente – Irregularidade Tipo 3;

- Estrutura irregular se há um elemento vertical resistente (à ação sísmica) que não mantém o seu alinhamento vertical – Irregularidade Tipo 4;
- Estrutura irregular se a resistência lateral de um piso é inferior a 80% da do piso imediatamente superior - Irregularidade Tipo 5a;
- Estrutura com irregularidade extrema se a resistência lateral de um piso é inferior a 65% da do piso imediatamente superior – Irregularidade Tipo 5b.

#### 2.4.1. EXCEÇÕES

- Irregularidades do Tipo 1a, 1b e 2 não se aplicam quando nenhum piso tiver um deslocamento relativo (*drift*), sob a ação de forças sísmicas laterais, maior que 130% do *drift* do piso superior. Os últimos dois pisos do edifício não precisam de ser analisados para esta exceção.
- Irregularidades do Tipo 1a, 1b e 2 não são considerados para edifícios de um piso sob a ação de qualquer categoria sísmica, nem para edifícios de dois pisos sujeitos a ação sísmica de categoria B, C ou D.

Onde, tal como indicado nas páginas web [10] e [11] da *International Seismic Application Technology*:

- Categoria sísmica A - corresponde a edifícios localizados em áreas onde se espera pouca atividade sísmica e com bom solo.
- Categoria sísmica B - corresponde a edifícios pertencentes ao tipo de ocupação I, II ou III onde se espera que a atividade sísmica seja moderada, localizada sobre solo estratificado constituído por bons e maus solos.
- Categoria sísmica C - corresponde a edifícios pertencentes ao tipo de ocupação IV onde se espera que a atividade sísmica seja moderada, ou edifícios pertencentes ao tipo de ocupação I, II ou III em que se espera que a atividade sísmica seja mais severa.
- Categoria sísmica D - corresponde a edifícios localizados em áreas onde se espera que experimentem ação sísmica severa e destrutiva mas não localizados próximos de uma grande falha.
- Categoria sísmica E - corresponde a edifícios pertencentes ao tipo de ocupação I, II ou III localizados a uma pequena distância de grandes falhas ativas.
- Categoria sísmica F - corresponde a edifícios pertencentes ao tipo de ocupação IV localizados a uma pequena distância de grandes falhas ativas.
- Tipo de ocupação I - edifícios que representam um pequeno risco para a vida humana em caso de falha.
- Tipo de ocupação II - edifícios que não se enquadram em nenhum dos outros tipos de ocupação.
- Tipo de ocupação III - edifícios que representam um risco substancial para a vida humana em caso de falha.
- Tipo de ocupação IV - edifícios considerados como essenciais para a vida humana.

#### 2.4.2. LIMITAÇÕES E REQUISITOS ADICIONAIS

- Estruturas que pertençam à categoria sísmica E ou F não podem ter irregularidades do Tipo 1b, 5a ou 5b;

- Estruturas que pertençam à categoria sísmica D não podem ter irregularidades do Tipo 5b.
- Estruturas com irregularidade do Tipo 5b não devem ter mais de dois pisos ou 9m de altura. Este limite não se aplica quando o "piso fraco" é capaz de resistir a uma força sísmica total igual ao fator de sobre-resistência  $\Omega_0$  multiplicado pela força equivalente lateral.
- Pilares, vigas, treliças ou lajes que suportam paredes ou pórticos descontínuos de estruturas que tenham irregularidades do Tipo 4 devem ser calculados para resistir à acção sísmica multiplicada por  $\Omega_0$ . As ligações desses elementos descontínuos aos elementos que os suportam devem ser adequadas para transmitir os esforços para os quais os elementos descontínuos foram dimensionados.
- Para estruturas da categoria sísmica D, E e F com irregularidade vertical do Tipo 4, as forças sísmicas de cálculo devem ser aumentadas em 25% para os seguintes elementos do sistema resistente às forças sísmicas:
  - i. Ligações de diafragmas a elementos verticais e a colectores;
  - ii. Colectores e as suas ligações, incluindo ligações com elementos verticais, do sistema resistente aos esforços sísmicos;
  - iii. Esforços calculados usando a carga sísmica multiplicada por  $\Omega_0$  não precisam de ser aumentados.





# 3

## APRESENTAÇÃO DAS ESTRUTURAS ANALISADAS

O presente estudo tem como objetivo analisar e dimensionar 3 estruturas porticadas (denominadas por pórticos A, B e C) para a ação sísmica à luz dos diferentes regulamentos já apresentados, por forma a fazer uma comparação de resultados, demonstrando as diferenças e semelhanças que deles resultam.

Para melhor ilustrar as diferenças ou semelhanças existentes entre os regulamentos, procurou-se que nas 3 estruturas escolhidas existissem uma estrutura regular em altura de acordo com os critérios de todos os regulamentos, uma estrutura irregular de acordo com os critérios de todos os regulamentos e outra que fosse irregular apenas de acordo com os critérios de alguns regulamentos.

As estruturas escolhidas para análise foram 3 pórticos de betão armado, considerando um betão da classe C20/25 e um aço A500. Estas estruturas têm 5 pisos e 3 vãos, sendo que duas delas têm recuos por forma a se tornarem irregulares verticalmente, de acordo com alguns regulamentos.

Os 3 pórticos em análise são parte integrante de um edifício de escritórios idealizado, cuja planta se apresenta na Fig 3.1. Pela figura, pode observar-se que o edifício é simétrico segundo a direção Y, à qual corresponde igual direção dos pórticos analisados. Esta simetria faz com que o edifício seja considerado regular em planta na direção em análise e por essa razão o efeito da torção nos esforços atuantes torna-se menos relevante. Apesar da regularidade em planta, a torção teria sempre de ser considerada, através das excentricidades acidentais. Como no presente estudo o pórtico analisado corresponde ao pórtico interior definido pelo alinhamento 3 (Fig. 3.1), optou-se por desprezar os efeitos da torção.

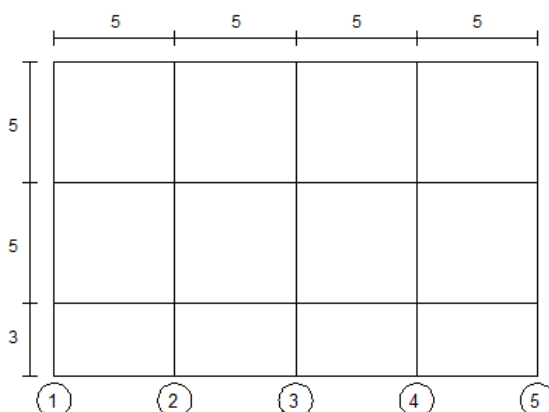


Fig. 3.1 - Planta do edifício

### 3.1. DEFINIÇÃO DAS CARGAS

Por forma a que a comparação entre regulamentos possa ser feita de forma mais simples, foi definido para todos os pórticos e todos os regulamentos a mesma aplicação de cargas. Para valores de cargas não tabelados, foram usados valores típicos em estruturas semelhantes ou calculados os respetivos valores. Para valores definidos nos regulamentos, foram utilizados os valores do Eurocódigo 1 [12].

Assim, foram atribuídos os seguintes valores para as diferentes parcelas do carregamento:

- Revestimentos e paredes divisórias -  $G_k = 2.3 \text{ kN/m}^2$  (valor usual)
- Laje de 0.15m de espessura -  $G_k = 0.15 * 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
- Cobertura -  $G_k = 0.2 \text{ kN/m}^2$  (valor usual)
- Sobrecarga escritórios -  $G_k = 2 \text{ kN/m}^2$  (Eurocódigo 1)
- Sobrecarga último piso (terraço não acessível) -  $Q_k = 0 \text{ kN/m}^2$

As cargas a aplicar ao pórtico, por unidade de comprimento, foram determinadas usando as áreas de influência das respetivas vigas.

### 3.2. CARACTERÍSTICAS DO PÓRTICO A

O pórtico A foi escolhido de modo a corresponder a um pórtico regular que possa ser analisado de igual forma pelos diversos regulamentos.

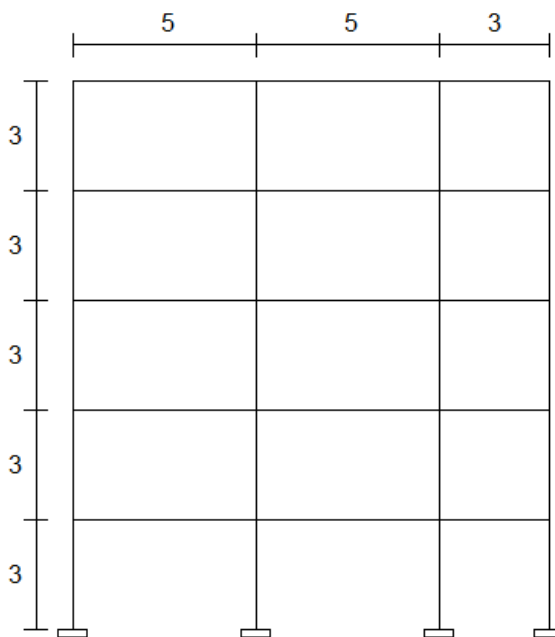


Fig. 3.2 - Pórtico A

O pórtico possui um vão menor que os outros dois, não sendo assim completamente simétrico, como seria de esperar de um edifício corrente, de modo a ter alguma semelhança com os outros dois pórticos em análise, os quais necessitam de um vão menor de modo a cumprirem critérios de irregularidade.

### 3.2.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

#### 3.2.1.1. Vigas

Para determinar o momento máximo atuante nas vigas foi utilizado o método do ACI [13]. Este diz-nos que a carga de cálculo e o momento máximo atuantes na viga podem ser estimados da seguinte maneira:

$$P_{Ed} = 1.5 * (G_k + Q_k) \quad (3.1)$$

$$M_{max} = \frac{P_{Ed}l^2}{10} \quad (3.2)$$

Onde:

$P_{Ed}$  - carga vertical de cálculo [kN/m];

$M_{max}$  - momento máximo atuante na viga [kN.m].

Uma vez se assume que as vigas terão todas a mesma secção transversal, o vão escolhido para calcular o momento máximo foi o maior,  $l = 5\text{m}$ , pois é o caso mais gravoso e assim sendo, é o condicionante. Daí resulta que  $P_{Ed} = 28.8\text{ kN/m}$  e  $M_{max} = 72.0\text{ kN.m}$ .

Para determinar as dimensões da viga, arbitrou-se uma largura de secção com o valor de  $0.25\text{m}$  pois considerou-se ser um valor suficiente para vigas sujeitas a cargas desta ordem de grandeza. Para se obter a altura da viga, foi considerado um momento reduzido de  $0.25$ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * b * d^2} = 0.25 \quad (3.3)$$

$\mu$  - valor do momento reduzido;

$M_{Ed}$  - momento de cálculo [kN.m];

$f_{cd}$  - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão -  $f_{cd} = \frac{20000}{1.5} = 13333\text{ KPa}$ .

$b$  - largura da viga [m];

$d$  - altura útil da viga -  $d = h - c - \frac{\Phi}{2}$  [m];

$h$  - altura da viga [m];

$c$  - recobrimento da viga -  $c = 0.035\text{ m}$ ;

$\Phi$  - diâmetro dos varões de aço utilizados [m].

Desta análise resultou  $d = 0.3\text{ metros}$ , donde se considerou que  $h$  será  $0.35\text{m}$ . Logo, a secção da viga ficou pré-dimensionada como  $0.25 \times 0.35\text{ m}^2$ .

#### 3.2.1.2 - Pilares

Os pilares foram pré-dimensionados estimando o esforço axial máximo neles atuante e calculando a secção de betão necessária para resistir a esse esforço. Tal como nas vigas, admitiu-se que os pilares utilizados serão iguais em toda a altura da estrutura. Assim, o pré-dimensionamento foi efetuado para o caso mais desfavorável, sendo este o assinalado na Fig. 3.3.

Para estimar o esforço axial máximo no pilar foi necessário ter em conta a sua área de influência. Sendo que os pilares estão afastados de  $5\text{ metros}$  segundo ambas as direções em planta, a área de

influência do pilar selecionado é de  $5 \times 5 \text{ m}^2$ . Assim, o esforço axial máximo estimado foi cerca de 1250kN.

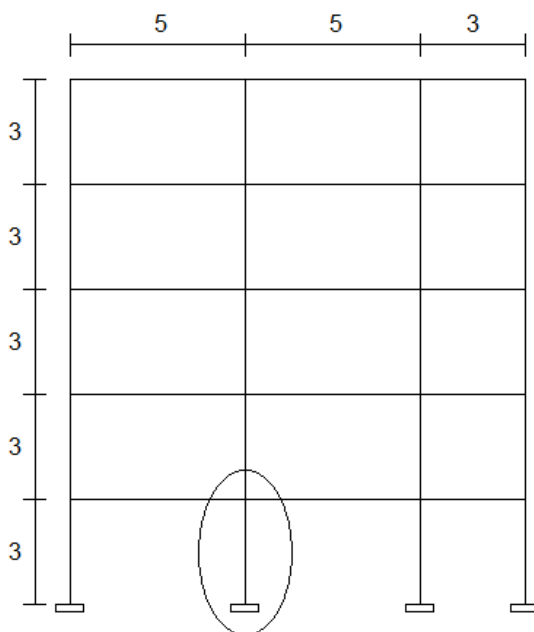


Fig. 3.3 - Pilar considerado para o pré-dimensionamento

Para ser tido em conta o peso próprio do pilar, este valor foi aumentado em 10%, assim vem que  $N_{max} = 1375.07 \text{ kN}$ .

Sabemos que:

$$A_c = \frac{N_{max}}{f_{cd}} = \frac{1375.07}{13333} = 0.103 \text{ m}^2 \quad (3.4)$$

Em que:

$A_c$  - área da secção de betão [ $\text{m}^2$ ];

$N_{max}$  - esforço axial máximo no pilar [kN].

Assim o pilar escolhido foi um pilar quadrado de  $0.35 \times 0.35 \text{ m}^2$  o que corresponde a  $0.123 \text{ m}^2$ .

### 3.2.2 - REGULARIDADE EM ALTURA

Este pórtico cumpre todos os requisitos de todos os regulamentos para ser considerado regular em altura.

## 3.3 – CARACTERÍSTICAS DO PÓRTICO B

O Pórtico B é um pórtico semelhante ao Pórtico A mas apresenta o recuo de 2 vãos nos 2 últimos pisos, como se demonstra na Fig. 3.4. Esta estrutura vai permitir a análise de uma estrutura mais exigente naquilo que é objeto de estudo deste trabalho, o comportamento de estruturas irregulares em altura na ocorrência de um sismo.

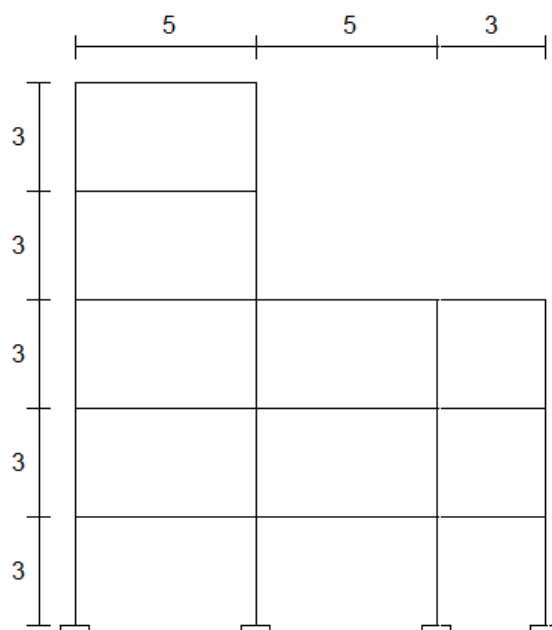


Fig. 3.4 – Pórtico B

### 3.3.1 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO

#### 3.3.1.1 - Vigas

Uma vez que o maior vão existente neste pórtico é igual ao maior vão do pórtico A, o pré-dimensionamento das vigas de ambos os pórticos é igual, logo, as vigas neste pórtico terão uma secção de  $0.25 \times 0.35 \text{ m}^2$ .

#### 3.3.1.2 – Pilares

Este pórtico tem 5 pisos tal como o pórtico anterior, porém sofre um recuo de 2 vãos em 2 pisos. Isto leva a que haja pilares mais sobrecarregados do que outros. Os pilares que estão nos alinhamentos do pórtico que têm 5 pisos foram pré-dimensionados com secções iguais às dos pilares do Pórtico A. Os pilares dos alinhamentos que apenas têm 3 pisos foram pré-dimensionados em secções inferiores. Tal como nos pilares do Pórtico A, foi estabelecido o esforço axial máximo, tendo em conta o peso próprio.

O valor obtido foi de  $N_{max} = 608.7 \text{ kN}$ , o que substituindo na expressão (3.4), leva a uma secção de betão definida por:

$$A_c = \frac{608.7}{13333} = 0.046 \text{ m}^2$$

Para satisfazer a área de secção necessária, consideraremos pilares com  $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$ .

### 3.3.2 - IRREGULARIDADES

O Pórtico B apresenta um recuo não simétrico de 2 vãos no quarto piso com um total de 8 metros. Assim, o pórtico apresenta uma redução da largura de construção igual a  $\frac{13-5}{13} = 0.62 = 62\%$ . Este recuo obteve-se tanto do primeiro piso para o quarto, como do terceiro para o quarto piso. Esta redução de secção leva a uma redução de rigidez de igual valor.

O Eurocódigo 8 [6] limita as reduções da largura de construção, para estruturas consideradas regulares, em 30% do primeiro piso para o piso em que se verifica o recuo analisado e em 10% de um piso para o outro. Logo o pórtico em questão não cumpre os dois requisitos.

O regulamento Italiano [8] estabelece que, para ser regular em altura, um edifício não pode ter reduções na área de construção superiores a 20% entre pisos consecutivos e superiores a 30% entre o primeiro e o piso em análise. Por isso, este regulamento dita também que esta é uma estrutura irregular. Para além desta regra, este regulamento diz-nos também que a rigidez não pode diminuir mais de 30% de um piso para o outro.

Por sua vez, o regulamento Romeno [7] limita em 20% a variação da largura de construção de um piso para o outro e em 30% a variação de rigidez também de um piso para o seguinte. Ambos os limites também não são respeitados pelo pórtico em análise.

À luz do regulamento Americano [9], o pórtico em questão apresenta irregularidade em altura do tipo 3 pois este regulamento refere que um edifício é irregular quando a dimensão horizontal dos elementos estruturais de um piso é maior que 130% dessa dimensão num piso adjacente sendo que para este caso temos  $\frac{13}{5} = 2.6 = 260\%$ .

Portanto, o Pórtico B é irregular em altura segundo todos os regulamentos analisados.

### 3.4 – CARACTERÍSTICAS DO PÓRTICO C

O pórtico C, representado na Fig. 3.5, é também uma variante do pórtico A que procura estar entre o A e o B em relação à irregularidade estrutural em altura. Com este pórtico pretende-se demonstrar que pórticos considerados irregulares em altura por alguns regulamentos, têm comportamentos bastante satisfatórios quando dimensionados sem esse fator ser tido em conta.

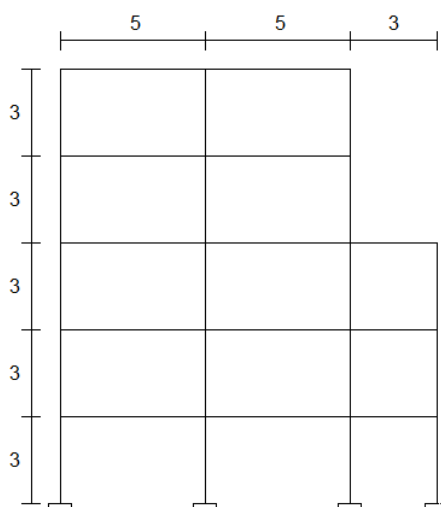


Fig. 3.5 - Pórtico C

#### 3.4.1 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Uma vez que as alterações deste pórtico em relação ao Pórtico A são reduzidas e que um dos objetivos deste trabalho é a comparação de resultados entre estruturas diferentes, optou-se por pré-dimensionar este pórtico com as secções adotadas para o pórtico A. Assim, o pórtico C é constituído por vigas  $0.25 \times 0.35 \text{ m}^2$  e pilares  $0.35 \times 0.35 \text{ m}^2$ .

#### 3.4.2 - IRREGULARIDADES

Assim como o Pórtico B, este também apresenta um recuo nos dois últimos pisos, porém este apenas do último vão de 3 metros. A redução da largura de construção e, correspondentemente, de rigidez é de  $\frac{13-10}{13} = 0.23 = 23\%$ . Esta redução não cumpre os 10% permitidos pelo Eurocódigo 8 [6] de redução da largura de um piso para o seguinte, nem os 20% dos regulamentos Italiano [8] e Romeno [7] para o mesmo efeito. Porém, não cumpre a irregularidade do tipo 3 do regulamento Americano [9], ao contrário do Pórtico B, pois aqui o piso não recuado é maior que o adjacente em  $\frac{13}{10} = 1.3 = 130\%$ , não cumprindo a exigência feita por este.





# 4

## DIMENSIONAMENTO

As estruturas em análise foram dimensionadas pelos vários regulamentos para o estado limite último, considerando como ação fundamental a ação sísmica, mas considerando igualmente as restantes ações gravíticas. Como referido no capítulo anterior, foram dimensionadas 3 estruturas diferentes em que algumas cumprem os critérios de regularidade em altura e outras não, o que leva a diferenças no seu dimensionamento. Para enriquecer esta análise e poder fazer uma avaliação mais clara dessas diferenças, as estruturas irregulares foram dimensionadas considerando as situações:

- i. dimensionadas de acordo com os procedimentos de cada regulamento para estruturas irregulares;
- ii. dimensionadas como se fossem estruturas regulares.

Para além das diferenças no método de dimensionamento exigidas pela não regularidade em altura, foram também analisadas as diferenças no dimensionamento de estruturas de diferentes classes de ductilidade, sendo que o equilíbrio entre a resistência e a capacidade de dissipação de energia é caracterizado pelos valores do coeficiente de comportamento e pelas classes de ductilidade. Isto é, para além do dimensionamento pelos regulamentos sísmicos em que o dimensionamento é feito para estruturas capazes de dissipar energia, estruturas dissipativas, as estruturas foram também dimensionadas como sendo não dissipativas, ou ductilidade baixa, analisando assim as diferenças daí resultantes. O dimensionamento de estruturas dissipativas de energia é chamado de "*Capacity design*", e estas terão um coeficiente de comportamento mais elevado que as estruturas não dissipativas, estruturas essas em que o coeficiente de comportamento é geralmente a unidade.

### 4.1. AÇÃO SÍSMICA

No presente estudo foi utilizada a mesma ação sísmica para todos os casos por forma a que as comparações entre eles sejam válidas. Para caracterizar a ação sísmica, foram utilizados os valores do Eurocódigo 8 [6] para Portugal.

Para caracterizar a ação sísmica foi assumido um tipo de terreno em que a obra se vai realizar e um local geográfico onde as estruturas estariam localizadas.

Cada estrutura tem de ser dimensionada tendo em conta os dois tipos de ação sísmica: a ação sísmica do tipo 1 que corresponde a um sismo de magnitude moderada e a uma pequena distância focal; a ação sísmica tipo 2 que caracteriza um sismo de magnitude elevada, superior a 5.5, a uma grande distância do local em análise. A duração da parte estacionária que caracteriza o sismo também varia

com o tipo de acção sísmica, sendo que esta dura 10 segundos para acção sísmica tipo 1 e 30 segundos para acção sísmica tipo 2.

O tipo de solo escolhido foi o tipo B do EC8 [6] que corresponde a um solo cuja descrição do perfil estratigráfico corresponde a:

- Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.

Este tipo de solo foi escolhido pois entendeu-se que seria um solo mais comum no nosso país. A zona escolhida para a localização das estruturas foi a cidade de Lisboa pois é uma das cidades com a actividade sísmica mais alta do nosso país, logo será vantajoso em termos de resultados para este trabalho. Uma vez definida a localização das estruturas, os valores de referência da aceleração máxima na base,  $a_{gR}$ , ficam definidos pelo Anexo Nacional do EC8 [14] (ver Quadro 4.1) para ambos os tipos de acção sísmica e para o período de retorno de referência  $T_{NCR}$  da acção sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso (ou, de forma equivalente, a probabilidade de excedência de referência em 50 anos,  $P_{NCR}$ ). No que respeita à importância das estruturas, foi assumido que se tratam de estruturas da classe de importância normal, à qual corresponde um coeficiente de importância  $\gamma_I$  igual 1.0, valor este que é multiplicado pelo valor de referência de aceleração máxima na base.

Quadro 4.1 – Características da acção sísmica

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do Município	Designação	Tipo1		Tipo2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1106	Lisboa	1.3	1.5	2.3	1.7

Para obtenção dos esforços resultantes da acção sísmica todos os regulamentos permitem a utilização do métodos das forças laterais equivalentes para estruturas regulares em altura. Porém, para as estruturas irregulares isso não acontece, logo, para haver uma uniformização no método utilizado e consequente confiança nos diferentes resultados obtidos foi utilizado o software SAP 2000 [15], o qual permite fazer análises modais pelos espectros de resposta.

## 4.2. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Todos os regulamentos em análise estipulam que, caso não seja cumprido o limite de uma dada condição, se considerem os efeitos de segunda ordem na estrutura em análise. A condição exigida e o método de cálculo é idêntico para todos os regulamentos, sendo que nos pontos em que se distinguem, não há dados no presente estudo para uma análise rigorosa, dados esses como períodos de controlo que estão dependentes de localizações geográficas onde os regulamentos vigoram. Assim, esta análise foi feita apenas para o Eurocódigo 8 [6].

O EC8 [6] estabelece que para ser dispensada a consideração de efeitos de segunda ordem deve ser verificada a condição:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.1 \quad (4.1)$$

onde:

$\theta$  - coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

$P_{tot}$  - carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica [kN];

$d_r$  - valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios  $d_s$  no topo e na base do piso considerado -  $d_s = q * d_e$  [m];

$V_{tot}$  - força de corte total no piso considerado [kN];

$h$  - altura entre pisos [m];

$q$  - coeficiente de comportamento;

$d_e$  - deslocamento de um ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta [m];

$d_s$  - deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo [m].

Como interessa ao presente estudo concentrar a análise concretamente no dimensionamento sísmico, procurou-se que a expressão (4.1) fosse cumprida. Para o pórtico A foram obtidos os seguintes resultados apresentados no Quadro 4.2:

Quadro 4.2 – Cálculo do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

		AS 1 (+)							
	Centro de Massa(m)	$P_{tot}$	$V_{tot}$	$d_e$ (5m)	$d_e$ (10m)	$d_e$	$d_s$	$d_r$	$\theta$
Telhado	6.5	-169.5	8.38	0.0113	0.0112	0.0113	0.0441	0.0041	0.0278
Piso 4	6.5	-409.8	18.22	0.0102	0.0102	0.0102	0.0400	0.0077	0.0582
Piso 3	6.5	-650.1	25.78	0.0082	0.0082	0.0082	0.0322	0.0110	0.0927
Piso 2	6.5	-890.5	30.98	0.0054	0.0054	0.0054	0.0212	0.0127	0.1217
Piso 1	6.5	-1130.8	33.27	0.0021	0.0022	0.0021	0.0085	0.0085	0.0968

Em que:

AS 1 (+) - ação sísmica do tipo 1 positiva;

$d_e$  (5m) - deslocamento do ponto localizado a 5 metros da extremidade esquerda da estrutura;

$d_e$  (10m) - deslocamento do ponto localizado a 10 metros da extremidade esquerda da estrutura.

Logo para a ação sísmica tipo 1, observa-se que a condição não é verificada uma vez que o coeficiente de sensibilidade ultrapassou o valor limite. Assim sendo optou-se por aumentar a secção dos pilares. Isso fará com que a carga gravítica aumente, o que pode ser desfavorável, mas também diminuirá os deslocamentos dos pontos e aumentará a força de corte. Usando uma secção de 0.40\*0.40 m<sup>2</sup>, o limite continuava sem ser cumprido por isso aumentou-se para 0.45\*0.45 m<sup>2</sup> de modo a ser dispensada a introdução de efeitos de segunda ordem. Para a mesma situação, a carga gravítica aumentou, em média, 11%, porém a força de corte aumenta cerca de 30% e o deslocamento obtido pela análise linear diminui cerca de 15%. Isto resulta num coeficiente de sensibilidade máximo de 0.0907 sentido no

segundo piso, piso esse que foi o crítico na primeira análise. Para os outros pórticos também foi feita a mesma análise sendo que resultaram então como secções finais para os pilares:

- Pórtico A –  $0.45 \times 0.45 \text{ m}^2$ ;
- Pórtico B zona com 5 pisos –  $0.45 \times 0.45 \text{ m}^2$ ;
- Pórtico B zona com 3 pisos –  $0.35 \times 0.35 \text{ m}^2$ ;
- Pórtico C –  $0.45 \times 0.45 \text{ m}^2$ .

### 4.3. ANÁLISE MODAL

As frequências próprias e os modos de vibração de uma estrutura são características inerentes à própria estrutura e dependem apenas da sua massa e rigidez. Para determinar estas características, após determinadas as secções finais com que as estruturas analisadas serão modeladas, utilizou-se o software SAP2000 [15]. Através de uma análise modal, obtiveram-se os períodos e frequências relativos a 2 modos de vibração. O número de modos considerado foi determinado de forma a que a participação de massa na direção analisada, fosse superior a 90%, tal como imposto pelo EC8 [6]. No Quadro 4.3 apresentam-se os modos de vibração, períodos e respetivos fatores de participação de massa modal das 3 estruturas analisadas para os 2 modos considerados.

Quadro 4.3 - Modos de vibração, períodos e fatores de participação de massa modal dos 3 pórticos analisados

Pórtico A			Pórtico B		Pórtico C	
Modo	Período (s)	$M_x$ (%)	Período (s)	$M_x$ (%)	Período (s)	$M_x$ (%)
1	0.494	79.8	0.436	74.4	0.460	76.6
2	0.147	11.8	0.172	15.2	0.158	13.2
$\Sigma M_x$ (%)		~92			~90	~90

Em que:

$M_x$  (%) - fator de participação de massa modal.

Como se pode observar no Quadro 4.3, a estrutura correspondente ao Pórtico A tem um período correspondente ao primeiro modo mais elevado que o dos outros pórticos em análise ao contrário do que seria esperado pois este pórtico tem uma rigidez superior à dos outros sendo que esta varia inversamente ao período. Porém, este tem também uma maior massa o que faz com que o período seja maior que o dos outros pórticos. Pelas mesmas razões o Pórtico C tem um período fundamental superior ao do Pórtico B que tem um recuo estrutural maior.

O fator de participação de massa modal indica a importância do respetivo modo no comportamento da estrutura logo, conclui-se que para as estruturas mais rígidas o primeiro modo assume uma maior importância, reduzindo assim a influência dos modos seguintes. Na Fig. 4.1 pode observar-se a deformada correspondente ao primeiro modo do Pórtico A. A deformada para o primeiro modo dos restantes pórticos é idêntica à da Fig. 4.1.

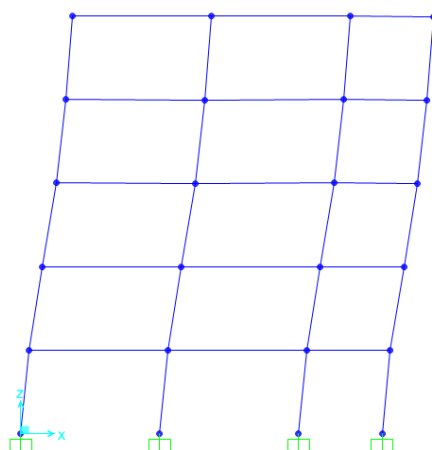


Fig. 4.1 - Deformada do primeiro modo do Pórtico A

O segundo modo das estruturas impõe deformações antissimétricas nas mesmas como se pode observar nas Fig. 4.2 e Fig. 4.3.

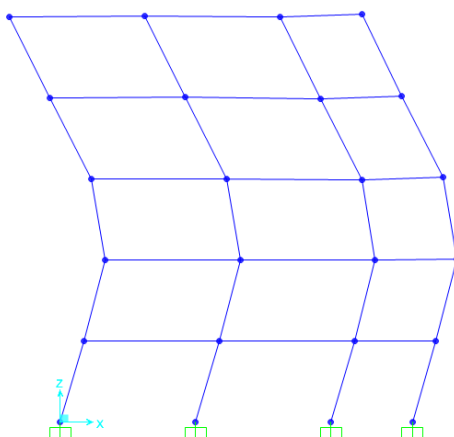


Fig. 4.2 - Deformada do segundo modo do Pórtico A

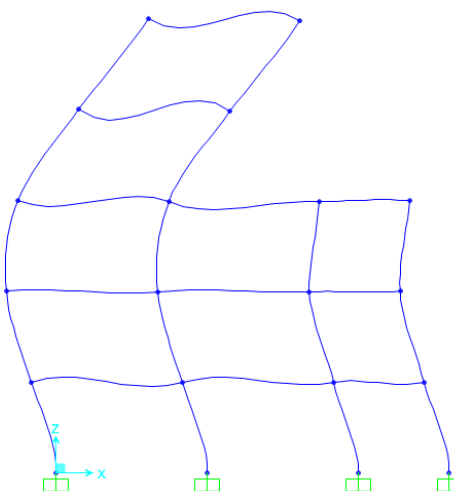


Fig. 4.3 - Deformada do segundo modo do Pórtico B

Como se pode observar pelas Fig. 4.2 e Fig. 4.3, o recuo verificado na estrutura do Pórtico B e consequente redução da rigidez, leva a que a estrutura sofra maiores deformações no segundo modo comparativamente com a estrutura regular.

#### 4.4. EUROCÓDIGO 8

##### 4.4.1. CLASSES DE DUCTILIDADE

O Eurocódigo 8 divide as estruturas em 3 classes de ductilidade possíveis:

- DCL - *Ductility Class Low* (Classe de Ductilidade Baixa);
- DCM - *Ductility Class Medium* (Classe de Ductilidade Média);
- DCH - *Ductility Class High* (Classe de Ductilidade Alta).

Para as estruturas pertencentes à classe de ductilidade baixa o EC8 [6] apenas exige que a estruturas seja dimensionada de acordo com o EC2 [16], pois tratam-se de estruturas com capacidade de dissipação de energia baixa. Quanto às estruturas da classe de ductilidade média e alta, o EC8 [6] define um conjunto de especificações que permitem que se tire partido da dissipação de energia, maior na alta do que na média, explorando-se a não linearidade dos materiais na ocorrência de um sismo.

No presente trabalho optou-se por usar apenas estruturas de classe de ductilidade baixa e de classe de ductilidade média.

##### 4.4.2. CÁLCULO DE ESFORÇOS ATUANTES

Apesar das diferenças no dimensionamento entre as estruturas das diferentes classes de ductilidade e das diferentes classificações quanto à regularidade em altura, o EC8 [6] define que os esforços sejam obtidos todos com base nas mesmas combinações de ações, sendo que a estrutura será posteriormente dimensionada para os esforços máximos delas resultantes. As combinações de ações definidas pelo EC0 [17] para a determinação de esforços são:

$$\text{Estado Limite Último de ações verticais: } 1.35 * G_k + 1.5 * Q_k \quad (4.2)$$

$$\text{Estado Limite Último da ação sísmica: } G_k + \psi_2 * Q_k \text{ " + " } A_{Ed} = G_k + \psi_2 * Q_k \text{ " + " } \gamma_1 * A_{Ek} \quad (4.3)$$

em que:

$G_k$  - carga vertical permanente;

$Q_k$  - carga vertical variável;

$\psi_2$  - coeficiente parcial de segurança;

"+" - "a combinar com";

$A_{Ed}$  - ação sísmica de cálculo;

$\gamma_1$  - coeficiente parcial de segurança igual a 1;

$A_{Ek}$  - ação sísmica característica.

A combinação sísmica envolve o valor quase-permanente das cargas verticais combinada com a ação sísmica. O valor do coeficiente  $\psi_2$  para um edifício de escritórios é igual a 0.3.

Para o cálculo dos esforços resultantes da combinação sísmica, o regulamento indica que o valor do módulo de elasticidade do betão  $E$  utilizado seja igual a metade do valor tabelado para o betão considerado. Esta imposição pretende ter em conta de forma aproximada o facto de o betão da estrutura poder ter algum grau de fendilhação na ocorrência de um sismo.

#### 4.4.3. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O coeficiente de comportamento e a classe de ductilidade caracterizam o balanço entre resistência e capacidade de dissipação de energia. Logo, para diferentes classes de ductilidade diferentes coeficientes de comportamento.

Relativamente a estruturas atribuídas à classe DCL, o EC8 [6] refere apenas no ponto 5.3.3(1) que o coeficiente de comportamento para estruturas desta classe está superiormente limitado em 1,5, independentemente do sistema estrutural e da regularidade em altura. Neste trabalho optou-se por usar um valor para  $q$  igual a 1.

Para estruturas pertencentes à classe DCM, o valor do coeficiente de comportamento deve ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$q = q_0 * k_w \geq 1.5 \quad (4.4)$$

onde:

$q_0$  - valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura.

O coeficiente  $k_w$  da expressão (4.4) reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, logo para um sistema porticado deve ser considerado igual a 1.

Os valores de  $q_0$  estão definidos no quadro 5.1 do EC8 [6], que se representa no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Valores básicos do coeficiente de comportamento do EC8 [6]

Tipo estrutural	DCM
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3.0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistema de paredes não acopladas	3.0
Sistema torsionalmente flexível	2.0
Sistema de pêndulo invertido	1.5

O parâmetro  $\alpha_1$  é valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. O parâmetro  $\alpha_u$  é valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. O coeficiente  $\alpha_u$  poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear (pushover) global.

Sendo que as estruturas em estudo são estruturas porticadas o valor de  $q_0$  é igual a  $3.0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ . Para edifícios de vários pisos com vários tramos, o EC8 [6] define para  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  o valor de 1.3.

Assim, para as estruturas em análise serão utilizados os seguintes valores:

- Estruturas pertencentes à classe DCL:  $q = 1$
- Estruturas pertencentes à classe DCM regulares em altura:  $q = 3 * 1.3 * 1 = 3.9$
- Estruturas pertencentes à classe DCM irregulares em altura:  $q = 0.8 * 3 * 1.3 * 1 = 3.12$

#### 4.4.4 - CÁLCULO DA ARMADURA

Como vimos anteriormente, o EC8 [6] refere que para projetar estruturas de ductilidade baixa devemos apenas seguir as regras estabelecidas no EC2 [16]. Assim sendo, temos 2 métodos distintos para o cálculo da armadura necessária para resistir aos esforços atuantes nas estruturas.

##### 4.4.4.1 - Dimensionamento de estruturas da classe DCL

Uma vez que não estão sujeitas a esforço axial, as vigas são dimensionadas apenas para a flexão simples. Para dimensionar as vigas à flexão, calculou-se o momento reduzido a partir do momento máximo atuante em cada secção a partir da expressão:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * f_{cd} * d^2} \quad (4.5)$$

Onde:

$\mu$  - valor do momento reduzido;

$M_{Ed}$  - momento de cálculo atuante na viga [kN.m];

$b$  - largura da viga [m];

$f_{cd}$  - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão -  $f_{cd} = 13333$  kPa;

$d$  - altura útil da viga -  $d = 0.35 - 0.035 - \frac{\phi}{2}$  [m].

Depois de obter os valores do momento reduzido foi necessário obter os valores da percentagem mecânica de armadura. Atendendo à quantidade de estruturas envolvidas, optou-se por estabelecer a referida percentagem mecânica de armadura  $\varpi$  através da seguinte expressão expedita que resulta em valores muito semelhantes obtidos utilizando o livro *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2* [18]:

$$\varpi = \mu * (1 + \mu) \quad (4.6)$$

Uma vez obtida a percentagem mecânica de armadura, obteve-se a área necessária de aço com base na relação:

$$\varpi = \frac{A * f_{yd}}{b * d * f_{cd}} \quad (4.7)$$

Da qual resulta:

$$A_s = \frac{\varpi * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.8)$$



Onde:

$A_s$  - área de armadura [ $m^2$ ];

$f_{yd}$  - valor de cálculo da tensão de rotura à tração do aço das armadura -  $f_{yd} = \frac{500000}{1.15} = 435000 \text{ kPa}$ .

Em termos de área de armadura, o EC2 [16] impõe um limite mínimo e um limite máximo definidos por:

$$A_{s,min} = 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0.13\% * b_t * d \quad (4.9)$$

$$A_{s,max} = 0.04 * A_c \quad (4.10)$$

Em que:

$A_{s,min}$  - área mínima de armadura longitudinal nas vigas [ $m^2$ ];

$f_{ctm}$  - valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples -  $f_{ctm} = 2200 \text{ kPa}$ ;

$f_{yk}$  - valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras -  $f_{yk} = 500000 \text{ kPa}$ ;

$b_t$  - largura média da zona tracionada da viga [ $m$ ];

$A_{s,max}$  - área máxima de armadura longitudinal nas vigas [ $m^2$ ];

$A_c$  - área da secção da viga [ $m^2$ ].

O dimensionamento das secções ao esforço transversal foi efetuado através do uso da expressão do EC2 [16]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta \quad (4.11)$$

Desta resulta:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z * f_{ywd} * \cot\theta} \quad (4.12)$$

Onde:

$V_{Rd,s}$  - valor de cálculo do esforço transversal resistente [ $kN$ ];

$A_{sw}$  - área da armadura transversal [ $m^2$ ];

$s$  - espaçamento dos estribos [ $m$ ];

$z$  - braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no elemento considerado -  $z = 0.9 * d$

$f_{ywd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal -  $f_{ywd} = 435000 \text{ kPa}$ ;

$\theta$  - ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

Assim, obteve-se a área de aço por unidade de comprimento necessária para resistir ao esforço transversal atuante na secção. O EC2 [16] estabelece ainda um limite máximo que o esforço atuante não pode ultrapassar. Esse valor foi verificado através da expressão seguinte:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (4.13)$$

Em que:

$V_{Rd,max}$  - valor máximo resistente do esforço transversal [kN];

$\alpha_{cw}$  - coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

$b_w$  - menor largura da secção transversal na área tracionada [mm];

$\nu_1$  - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal  $\nu_1 = 0.6 * [1 - \frac{f_{ck}}{250}]$ .

$f_{ck}$  - valor característico da tensão de rotura do betão à compressão -  $f_{ck} = 20$  MPa.

Também para o esforço transversal o EC2 [16] impõe limites de armadura. O EC2 [16] estabelece uma percentagem de armadura mínima e um espaçamento máximo entre estribos. O espaçamento máximo entre estribos é dado por  $s_{max} = 0.75 * d$  enquanto que a percentagem de armadura mínima é determinada a partir de:

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (4.14)$$

Onde:

$\rho_{w,min}$  - percentagem mínima de armadura de esforço transversal.

A percentagem de armadura na secção dimensionada é definida por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b_w * \sin \alpha} \quad (4.15)$$

Em que:

$\rho_w$  - percentagem de armadura de esforço transversal;

$\alpha$  - ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

Os pilares foram dimensionados à flexão composta. Para proceder ao seu dimensionamento utilizou-se o livro *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2* [18], em particular, a tabela 3 pois é a indicada para flexão composta nas condições deste estudo em termos de materiais utilizados. Uma vez obtidos os esforços atuantes, foram calculados os valores do momento reduzido e do esforço axial reduzido através das seguintes expressões:

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{b * h * f_{cd}} \quad (4.16)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * f_{cd} * h^2} \quad (4.17)$$

Em que:

$\nu$  - valor do esforço axial reduzido;

$N_{Rd}$  - valor do esforço axial resistente de cálculo [kN];

$\mu$  - valor do momento reduzido;

$M_{Ed}$  - valor do momento fletor de cálculo [kN].

Uma vez obtidos esses valores, obteve-se a percentagem mecânica de armadura consultando a tabela, sendo posteriormente obtido, tal como nas vigas, o valor da área de aço necessária.

Como disposições construtivas, o EC2 [16] impõe algumas limitações. O EC2 [16] impõe que a área máxima de armadura não pode ser superior a  $0.04 * A_c$  fora das zonas de sobreposição e que este limite deve ser aumentado nas zonas de emendas por sobreposição para  $0.08 * A_c$ . O EC2 [16] impõe também um limite mínimo dado pela expressão:

$$A_{s,min} = \frac{0.1 * N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.002 * A_c \quad (4.18)$$

Onde:

$A_{s,min}$  - área mínima de armadura longitudinal nos pilares [ $m^2$ ];

$N_{Ed}$  - esforço axial de cálculo [kN];

$A_c$  - área da secção do pilar [ $m^2$ ].

O esforço transversal dos pilares é tratado exatamente da mesma forma que o das vigas, recorrendo à expressão (4.12), usando agora o esforço transversal atuante nos mesmos.

Como limitações para a armadura transversal nos pilares, o EC2 [16] impõe que haja um espaçamento máximo entre cintas igual ao menor dos três valores:

- 15 vezes o diâmetro mínimo dos varões longitudinais;
- a menor dimensão do pilar;
- 300 mm.

#### 4.4.4.2 - Dimensionamento de estruturas da classe DCM

O método de dimensionamento em seguida apresentado, foi efetuado com apoio em [19].

O cálculo da armadura de flexão das vigas foi efetuado da mesma forma que as estruturas da classe DCL. A diferença entre os dois procedimentos de dimensionamento resulta das imposições feitas pelo EC8 [6] quanto à quantidade de armadura a utilizar.

O EC8 [6] impõe que a percentagem de armadura mínima de tração seja dada pela seguinte expressão:

$$\rho_{min} = 0.5 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (4.19)$$

É também exigido pelo EC8 [6] que a armadura de compressão seja igual ou superior a metade da armadura de tração. Para o valor máximo da armadura de tração, o EC8 [6] impõe:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018 * f_{cd}}{\mu_{\Phi} * \epsilon_{sy,d} * f_{yd}} \quad (4.20)$$

em que:

$\rho_{min}$  - percentagem mínima de armadura de tração;

$$\rho' - \text{percentagem de armadura de compressão} - \rho' = \frac{A_{s,comp}}{b * d} \quad (4.21)$$

$$\mu_{\Phi} - \text{fator de ductilidade em curvatura} - \mu_{\Phi} = 2 * q_0 - 1 \text{ se } T_1 \geq T_C \quad (4.22)$$

$$\epsilon_{sy,d} - \text{extensão do aço utilizado} - \epsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_{aço}} \quad (4.23)$$

$A_{s,comp}$  - área de armadura de compressão [ $m^2$ ].

Para impedir uma rotura da aderência aço-betão, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar,  $d_{bL}$ , deve ainda ser limitado de acordo com as seguintes expressões:

- para nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 * f_{ctm}}{\gamma_{Rd} * f_{yd}} * \frac{1 + 0.8 * v_d}{1 + 0.75 * k_D * \frac{\rho'}{\rho_{max}}} \quad (4.24)$$

- para nós viga-pilar exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 * f_{ctm}}{\gamma_{Rd} * f_{yd}} * (1 + 0.8 * v_d) \quad (4.25)$$

em que:

$h_c$  - largura do pilar na direção paralela aos varões [m];

$v_d$  - esforço axial reduzido de cálculo no pilar, considerado com o seu valor mínimo para a situação de projeto sísmico;

$k_D$  - coeficiente função da classe de ductilidade, igual a 2/3 para a classe DCM;

$\gamma_{Rd}$  - coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1.0 para a classe DCM (devido à sobre-resistência por endurecimento das armaduras longitudinais da viga).

Os valores de cálculo dos esforços transversos são calculados com as regras de dimensionamento para a capacidade real "*capacity design*"). Estas dizem que os esforços transversos devem ser obtidos com base no equilíbrio da viga sob a ação da carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmica e os momentos nas extremidades associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica, como exemplificado na Fig. 4.4. Deve considerar-se que as rótulas plásticas se formam ou nas extremidades das vigas ou nos elementos verticais (se aqui se formarem primeiro) ligados aos nós em que concorrem as extremidades das vigas. O EC8 [6] refere ainda que os momentos de extremidade deverão ser determinados da seguinte forma:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,i} * \min(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}) \quad (4.26)$$

onde:

$\gamma_{Rd}$  - coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço, que, no caso das vigas de classe DCM, poderá ser considerado igual a 1.0;

$M_{Rb,i}$  - valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respetivamente.

Uma vez que o mesmo regulamento diz que em todos os nós das vigas primárias ou secundárias com pilares primários a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas deve ser inferior à soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares, da expressão (4.26) resulta:

$$M_{i,d} = 1 * M_{Rb,i} * 1 = M_{Rb,i} \quad (4.27)$$

Assim, os momentos nas extremidades das vigas são os momentos resistentes correspondentes às armaduras de flexão realmente colocadas nas vigas. Para obter estes momentos, foi usado o processo inverso ao de dimensionamento de armadura de flexão simples. A partir da área de armadura,

calculou-se uma percentagem mecânica de armadura e, a partir daí, um valor do momento reduzido. Desse, obteve-se o valor do momento resistente correspondente à área de aço em questão.

Uma vez sabendo o valor do momento resistente nas extremidades das vigas, foi calculada a força que garante o equilíbrio da viga para obter o valor do esforço transversal de cálculo.

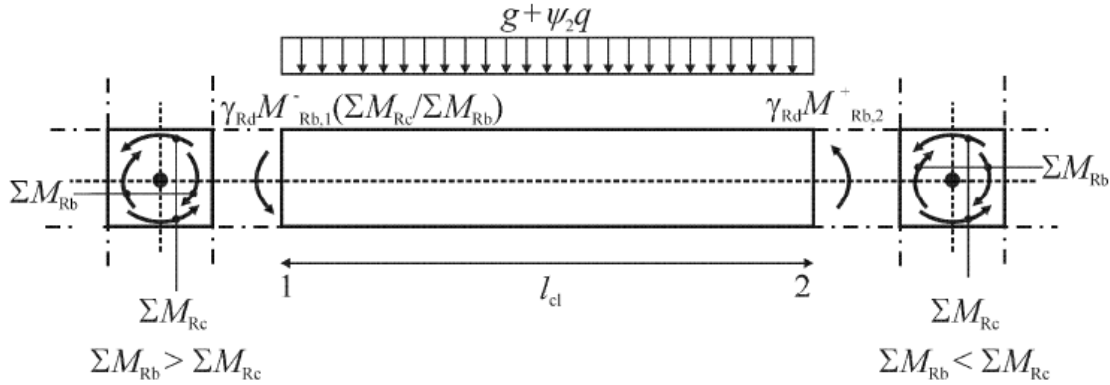


Fig. 4.4 – Cálculo dos momentos de extremidade das vigas (adaptado do EC8 [6])

Como as extremidades da viga podem ter diferentes secções a nível de armadura longitudinal, os momentos resistentes também podem ser diferentes, logo foi considerada a combinação mais desfavorável por forma a garantir a segurança. O valor do esforço transversal foi obtido então a partir de:

$$V_E = \frac{M_{Rb,1} + M_{Rb,2}}{l_{cl}} \quad (4.28)$$

Em que:

$M_{Rb,1}$  e  $M_{Rb,2}$  - momentos de extremidade da viga, ambos com sinal positivo;

$l_{cl}$  - vão livre da viga.

A este valor foi somado o esforço transversal resultante da carga transversal que atua na viga na situação de projeto sísmico,  $V_G$  que corresponde ao esforço resultante da combinação quase-permanente.

A soma destes dois valores é então o valor de cálculo do esforço transversal da viga usado para dimensionar armadura transversal necessária. O cálculo desta armadura foi efetuado com base na expressão (4.12).

Em relação às disposições construtivas, a única alteração do EC2 [16] para o EC8 [6] é ao nível espaçamento máximo entre estribos. Este regulamento dita que o espaçamento máximo entre elementos da armadura transversal deve ser:

$$s_{max} = \min\left\{\frac{h_w}{4}; 24 * d_{bw}; 225\text{mm}; 8 * d_{bL}\right\} \quad (4.29)$$

em que:

$h_w$  - altura da viga [mm];

$d_{bw}$  - diâmetro das armaduras de confinamento [mm];

$d_{bL}$  - diâmetro dos varões da armadura longitudinal [mm].

Relativamente aos pilares, o regulamento diz-nos que o valor do esforço axial reduzido  $v_d$  não deve ser superior a 0.65. Assim começa por verificar-se este limite pois caso não se verifique a estrutura teria de ser redimensionada.

$$v_d = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \leq 0.65 \quad (4.30)$$

onde:

$N$  - é o esforço axial obtido na análise para a situação de projeto sísmico [kN];

$b$  e  $h$  - dimensões do pilar [m].

Para obter o momento de cálculo dos pilares devem ser seguidas as condições de ductilidade global e local descritas no EC8 [6]. Para evitar a formação de um mecanismo plástico de piso flexível, deve ser garantido que o momento resistente nos pilares é superior ao das vigas. Se o contrário acontecesse, poderia ser exigida uma ductilidade excessiva aos pilares. Para isso, o EC8 [6] estipula que para edifícios com dois ou mais pisos, deverá ser satisfeita a seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} * \sum M_{Rb} \quad (4.31)$$

em que:

$\gamma_{Rd}$  - coeficiente de sobre-resistência -  $\gamma_{Rd} = 1.3$ ;

$\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respetivamente.

Sabendo o valor dos momentos resistentes nas extremidades das vigas é então necessário, para saber o momento de cálculo, somar o momento positivo com o momento negativo, ambos com o sinal positivo, e fazer uma distribuição do valor que representa a soma dos momentos no pilar. A distribuição assumida neste estudo foi de 55% para o pilar inferior ao nó e os restantes 45% para o pilar superior, como sugerido [19].

Para além disso, o EC8 [6] refere também que, uma vez que a estrutura está sujeita a flexão desviada mas estando-se a tratar cada direção separadamente, analisando-a para a flexão composta, o momento resistente deve ser reduzido em 30%. Logo, o momento atuante nos pilares fica definido por:

$$M_{Ed} = \frac{\sum M_{Rc} * 0.55}{0.7} \quad (4.32)$$

O dimensionamento da armadura à flexão composta foi feito como para as estruturas pertencentes à classe DCL, calculando os valores do esforço axial e momento reduzidos e recorrendo a *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2* [18] para determinar área necessária de armadura.

No que diz respeito a disposições construtivas, o EC8 [16] impõe uma percentagem total de armadura longitudinal mínima e máxima, de 0.01 e 0.04, respetivamente, porém, estes limites não foram tidos em conta pois estes aplicam-se quando a secção está dimensionada nas duas direções o que não acontece no trabalho em questão em que apenas se estuda uma direção. Para além destes limites, o regulamento diz-nos também que entre os varões de canto deve haver pelo menos um varão intermédio que assegure a integridade dos nós viga-pilar. Esta última exigência leva a que cada pilar tenha um mínimo de 3 varões por face, sendo que esse foi o limite utilizado neste estudo, caso os limites mínimos já impostos pelo EC2 [16] não exijam uma quantidade superior.

Tal como nas vigas, o esforço transversal de cálculo foi obtido através do momento resistente nas extremidades do pilar. O momento resistente foi calculado através do procedimento inverso ao do

dimensionamento à flexão composta. Foi determinada a percentagem mecânica de armadura correspondente à armadura longitudinal dimensionada, e com base no esforço axial reduzido já determinado anteriormente, obteve-se o valor do momento reduzido a partir do qual se obteve o momento resistente.

O esforço transversal nos pilares foi calculado aplicando os momentos resistentes às extremidades do pilar e determinando a força que equilibra o mesmo. Esses momentos foram determinados a partir da seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (4.33)$$

em que:

$\gamma_{Rd}$  - coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão na zona de compressão da secção, considerado igual a 1.1;

$M_{Rc,i}$  - valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respetivamente.

Uma vez que o pilar possui a mesma armadura longitudinal em ambas as faces, o momento resistente é igual nas duas extremidades. Logo:

$$V_{Ed} = 1.1 * \frac{2 * M_{i,d}}{l_{cl}} \quad (4.34)$$

em que:

$V_{Ed}$  - esforço transversal de cálculo [kN];

$M_{i,d}$  - momento atuante nas extremidades do pilar [kN.m];

$l_{cl}$  - vão livre do pilar [m].

Assim como nas vigas, a área de armadura por unidade de comprimento foi calculada com base na expressão (4.12) utilizada para estruturas da classe DCL.

Quanto a disposições construtivas, o regulamento altera apenas, em relação ao EC2 [16], o espaçamento máximo entre varões de armadura transversal. No EC8 [6] esse espaçamento é dado por:

$$s_{max} = \min\left\{\frac{b_0}{2}; 175\text{mm}; 8 * d_{bL}\right\} \quad (4.35)$$

em que:

$b_0$  - dimensão mínima do núcleo de betão (em relação ao eixo das cintas) [mm];

$d_{bL}$  - diâmetro mínimo dos varões longitudinais [mm].

## 4.5 - REGULAMENTO ITALIANO

### 4.5.1 - CLASSES DE DUCTILIDADE

Este regulamento, tal como o EC8 [6], divide as estruturas em diferentes classes de ductilidade de acordo com as seguintes possibilidades:

- Estruturas não dissipativas;

- CD B - Classe de ductilidade baixa;
- CD A - Classe de ductilidade alta.

Fazendo a analogia com o regulamento EC8 [6], a classe de estruturas não dissipativas corresponde à classe DCL no EC8 [6], ou seja, aquela em que se assume um comportamento linear dos materiais e em que as estruturas são dimensionadas sem tirar partido da sua capacidade real.

A classe CD B é a equivalente à classe DCM do EC8 [6]. Nesta classe, os efeitos combinados da ação sísmica com as outras ações são calculados, dependendo do tipo da estrutura adotada, tendo em conta o comportamento não linear (do material sempre e da geometria, no último caso quando relevante ou quando especificado) de forma a garantir uma capacidade de dissipação de energia e um comportamento dúctil global. Para isso, os modos de rotura dúcteis (por exemplo, rotura por flexão) devem preceder os modos de rotura frágil (por exemplo, rotura por esforço transversal).

No presente estudo, as classes adotadas foram a classe de Estruturas não dissipativas e a classe CD B por forma a seguir a linha já definida para o regulamento anterior.

#### 4.5.2 - CÁLCULO DE ESFORÇOS ATUANTES

Para obter os esforços atuantes na estrutura foi necessário definir as combinações de ações a que a mesma está sujeita. Uma das combinações foi a combinação do Estado Limite Último que garante a segurança da estrutura relativamente às cargas verticais.

Para a ação sísmica, o regulamento Italiano [8] refere que as estruturas não dissipativas devem ser projetadas para o Estado Limite de Serviço (ELS). Para as estruturas dissipativas, como é o caso das estruturas da classe CD B, o regulamento estipula que estas sejam dimensionadas para o Estado Limite Último (ELU). Porém, na definição das combinações do mesmo regulamento [8], observa-se que a forma da combinação sísmica é a mesma para o ELU e para o ELS, mudando apenas a intensidade da ação sísmica. Daí vem:

$$\text{Estado Limite Último de ações verticais} - \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_Q * Q_k \quad (4.36)$$

$$\text{Estado Limite Último e de Serviço da ação sísmica} - G_1 + G_2 + \psi_2 * Q_k + " + " E \quad (4.37)$$

em que:

$\gamma_{G1}$  - coeficiente parcial de segurança da carga permanente -  $\gamma_{G1} = 1.1$

$\gamma_{G2}$  - coeficiente parcial de segurança da carga permanente não estrutural -  $\gamma_{G2} = 1.5$

$\gamma_Q$  - coeficiente parcial de segurança da carga variável -  $\gamma_Q = 1.5$

$G_1$  - carga vertical permanente estrutural;

$G_2$  - carga vertical permanente não estrutural;

$Q_k$  - carga vertical variável;

$\psi_2$  - coeficiente parcial de segurança -  $\psi_2 = 0.3$

"+" - significa "a combinar com";

$E$  - ação sísmica de cálculo.

Assim, como no caso anterior, o presente regulamento indica que para obter os esforços pela combinação sísmica de ações, deve ser usado um módulo de elasticidade igual a metade do valor tabelado para o betão em uso,  $E = \frac{E_c}{2}$ , pelas mesmas razões já apontadas em relação ao EC8 [6],



#### 4.5.3 - COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

A determinação do coeficiente de comportamento neste regulamento [8] é em tudo idêntica à do EC8 [6]. Desta forma, de modo a não repetir a análise apresentada em relação ao EC8 [6] para determinação do coeficiente de comportamento, refere-se apenas que, por analogia, os valores considerados neste caso são:

- Estruturas não dissipativas -  $q = 1$ ;
- Estruturas pertencentes à classe CD B regulares em altura -  $q = 3.9$ ;
- Estruturas pertencentes à classe CD B irregulares em altura -  $q = 3.12$ .

#### 4.5.4 - CÁLCULO DA ARMADURA

O cálculo da armadura é feito de duas formas distintas, tal como no regulamento anterior. Para as estruturas dissipativas, tira-se partido da ductilidade dos materiais, logo uma análise mais exaustiva tem de ser feita. Quanto às estruturas não dissipativas, assume-se um comportamento linear, logo o dimensionamento é em tudo idêntico ao previsto pelo EC2 [16].

##### 4.5.4.1 - Estruturas não dissipativas

Tratando-se de estruturas para as quais se admite um comportamento linear, o método de dimensionamento das armadura é igual ao do Eurocódigo 2 [16]. Assim, o procedimento para chegar às áreas de aço necessárias para resistir à flexão imposta pelas ações atuantes é idêntica ao já apresentado em 4.4.4.1. As diferenças neste capítulo, prendem-se com as disposições construtivas que variam de regulamento para regulamento. Porém, entre o EC2 [16] e o regulamento Italiano [8], as disposições construtivas em relação à armadura longitudinal também não variam. Relativamente às disposições construtivas para a armadura transversal, existem algumas diferenças. O regulamento Italiano [8] estipula uma armadura mínima transversal definida por:

$$A_{st,min} = 1.5 * b \quad (4.38)$$

em que:

$A_{st,min}$  - armadura mínima transversal [ $\text{mm}^2/\text{m}$ ];

$b$  - largura da viga [mm].

Este regulamento define também como espaçamento máximo entre estribos  $s_{max} = 0.8 * d$  (4.39)

Assim como nas vigas, o comportamento linear assumido para a estrutura leva a que o dimensionamento da armadura para os pilares, tanto longitudinal como transversal, seja feito recorrendo ao mesmo processo utilizado pelo Eurocódigo 2 [16]. Mais uma vez, estes distinguem-se do que já foi apresentado em 4.4.4.1 apenas no que toca a disposições relativas a áreas limite e espaçamentos limite de armadura.

Para a armadura longitudinal transversal dos pilares, o regulamento Italiano [8] impõe que :

$$A_{s,min} = \frac{0.1 * N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.003 * A_c \quad (4.40)$$

onde:

$A_{s,min}$  - armadura longitudinal mínima no pilar [ $\text{m}^2/\text{m}$ ];

$N_{Ed}$  - esforço axial atuante no pilar [kN];

$f_{yd}$  - tensão de cedência à tração de cálculo do aço [kPa];

$A_c$  - área da secção de betão do pilar [m<sup>2</sup>].

Para a armadura transversal é imposto apenas um espaçamento máximo entre cintas. O regulamento Italiano [8] impõe que este deve ser:

$$s_{max} = \min\{12 * d_{bL}; 250\text{mm}\} \quad (4.41)$$

em que:

$s_{max}$  - espaçamento máximo entre cintas de armadura transversal [mm];

$d_{bL}$  - diâmetro mínimo utilizado nos varões de armadura longitudinal [mm].

#### 4.5.4.2 - Estruturas de classe CD B

O procedimento para calcular as áreas de armadura necessárias para suportar os momentos atuantes nas vigas é idêntico ao já referido em 4.4.4.1

Do ponto de vista dos detalhes construtivos, este regulamento refere que a percentagem de armadura longitudinal de tração deverá estar compreendida entre os seguintes valores:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}} \quad (4.42)$$

onde:

$\rho$  - percentagem de armadura tracionada -  $\rho = \frac{A_{trac}}{b*d}$ ;

$\rho_{comp}$  - percentagem de armadura comprimida -  $\rho_{comp} = \frac{A_{comp}}{b*d}$ .

$A_{trac}$  - área de armadura tracionada [m<sup>2</sup>];

$A_{comp}$  - área de armadura comprimida [m<sup>2</sup>].

Para além dessa exigência, o regulamento Italiano [8] refere ainda, assim como o Eurocódigo 8 [6], que a percentagem de armadura de compressão tem de ser igual ou superior a metade da percentagem de armadura de tração.

Assim como o Eurocódigo 8 [6], o regulamento Italiano [8] tem igualmente regras quanto à limitação dos diâmetros longitudinais nos nós. As expressões que definem os limites são as mesmas que definidas pelas expressões (4.24) e (4.25).

Para determinação do esforço transversal de cálculo nas vigas, o regulamento Italiano [8] estabelece exatamente o mesmo método que o Eurocódigo 8 [6], método esse explicado em 4.4.4.2, definido pela expressão (4.28).

Para espaçamento máximo a colocar entre os estribos de armadura transversal o regulamento impõe:

$$s_{max} = \min\left\{\frac{h_w}{4}; 225\text{mm}; 8 * d_{bL}; 24 * d_{bw}\right\} \quad (4.43)$$

em que:

$h_w$  - altura do pilar [mm];

$d_{bL}$  - diâmetro mínimo dos varões longitudinais [mm];

$d_{bw}$  - diâmetro utilizado na armadura transversal [mm].

O esforço axial atuante nos pilares é o obtido pela análise da estrutura sob a ação das combinações já definidas. Tal como no EC8 [6], verifica-se que o valor do esforço axial reduzido máximo admissível está limitado. Tal como para o EC8 [6] este limite é  $v_d \leq 0.65$ .

Para obter o momento fletor de cálculo no pilar, que garante que a plastificação se verificará primeiro nas vigas e não nos pilares todo o processo de obtenção do momento através do momento resistente das vigas é igual ao definido em 4.4.4.2 dado pela expressão (4.44). Porém, o regulamento Italiano é um pouco menos conservador e difere no coeficiente de sobre-resistência que relaciona a soma dos momentos resistentes no nó. Assim, para este caso, a expressão é:

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} * \sum M_{Rb} = 1.1 * \sum M_{Rb} \quad (4.44)$$

onde:

$\gamma_{Rd}$  - coeficiente de sobre-resistência -  $\gamma_{Rd} = 1.1$ ;

$\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respetivamente.

Também este regulamento [8] dita que se deve fazer uma redução de 30% ao momento resistente por se estar a calcular flexão composta numa direção em separado da outra, quando o elemento está na verdade sujeito a flexão desviada. A distribuição do momento no nó com 55% para o pilar inferior foi também adotada aqui por semelhança ao já efetuado para o EC8 [6].

O processo de cálculo das áreas de armadura, tanto longitudinal como transversal, é idêntico ao definido pelo EC8 [6] e exposto em 4.4.4.2.

Para a armadura longitudinal dos pilares, o regulamento Italiano [8], assim como o EC8 [6], impõe percentagens mínima e máxima de armadura total, mas, como referido anteriormente, neste trabalho apenas se analisou uma direção, estes limites não foram considerados. Assim, vigoram as disposições construtivas impostas para armadura longitudinal de pilares para estruturas não dissipativas.

A armadura transversal dos pilares tem como imposição um espaçamento máximo dado por:

$$s_{max} = \min\{0.5 * b_0; 175\text{mm}; 8 * d_{bL}\} \quad (4.45)$$

em que:

$b_0$  - menor dimensão do pilar [mm];

$d_{bL}$  - diâmetro mínimo dos varões longitudinais utilizados [mm].

Além do espaçamento máximo, o regulamento impõe um valor mínimo para a área de armadura transversal por unidade de comprimento dado por:

$$\frac{A_{s,t}}{s_{min}} = 0.08 * \frac{f_{cd} * b_{st}}{f_{yd}} \quad (4.46)$$

onde:

$b_{st}$  - distância entre os ramos exteriores do estribo [m];

$f_{cd}$  - tensão de rotura do betão à compressão [kPa];

$f_{yd}$  - tensão de cedência do aço à tração [kPa].

## 4.6 - REGULAMENTO ROMENO

O regulamento Romeno [7] tem semelhanças com ambos os regulamentos já apresentados. Porém, as analogias feitas daqui em diante serão sempre para com o Eurocódigo 8 [6] uma vez que é aquele que é tido como base de referência no presente trabalho.

### 4.6.1 - CLASSES DE DUCTILIDADE

A respeito da divisão em classes de ductilidade, o regulamento Romeno [7] é em tudo igual ao Eurocódigo 8 [6], dividindo-as nas mesmas 3 classes:

- DCL - *Ductility Class Low* (Classe de Ductilidade Baixa)
- DCM - *Ductility Class Medium* (Classe de Ductilidade Média)
- DCH- *Ductility Class High* (Classe de Ductilidade Alta)

Tal como nos regulamentos anteriores as classes adotadas neste trabalho serão a classe DCL e DCM.

Para a classe DCL, o regulamento Romeno [7] remete para o SR EN 1992 1-1 [20], documento análogo ao EC2 [16] a partir do qual são projetadas estruturas de betão armado admitindo o comportamento linear das mesmas.

### 4.6.2 - CÁLCULO DE ESFORÇOS ATUANTES

A analogia com o Eurocódigo 8 [6] mantém-se igualmente neste ponto em que este regulamento refere que as estruturas de ambas as classes de ductilidade devem ser dimensionadas para os esforços resultantes das combinações de carga para o estado limite último e para a combinação sísmica. Essas combinações estão definidas em CR0 [21] e correspondem a:

$$\text{Estado Limite Último de ações verticais} - 1.35 * G_k + 1.5 * Q_k \quad (4.47)$$

$$\text{Estado Limite Último da ação sísmica} - G_k + \psi_2 * Q_k \text{ " + " } E \quad (4.48)$$

em que:

$G_k$  - carga vertical permanente;

$Q_k$  - carga vertical variável;

$\psi_2$  - coeficiente parcial de segurança -  $\psi_2 = 0.4$ ;

"+" - "significa a combinar com";

$E$  - ação sísmica de cálculo;

Para cálculo dos esforços atuantes na combinação sísmica usou-se, assim como nos outros regulamentos,  $E = \frac{E_c}{2}$ .

### 4.6.3 - COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O regulamento em análise [7] dita que, para estruturas pertencentes à classe DCL, o coeficiente de comportamento deve ser igual a 2. Este regulamento refere ainda que este valor só pode ser usado caso

o esforço axial reduzido em todos os pilares não seja superior a 0.75. Caso contrário o seu valor passará para 1.5.

Relativamente a estruturas da classe DCM, o regulamento estipula que para estruturas porticadas o valor do coeficiente de comportamento seja determinado pela seguinte expressão:

$$q = 3.5 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (4.49)$$

onde:

$\alpha_1$  - valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

$\alpha_u$  - valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. O coeficiente  $\alpha_u$  poderá ser estimado a partir de uma análise estática não linear (pushover) global.

Para edifícios de vários pisos e vários vãos, o regulamento Romeno [7] estipula para  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  o valor de 1.35.

Assim obtêm-se os seguintes coeficiente de comportamento:

- Estruturas pertencentes à classe DCL -  $q = 2$
- Estruturas pertencentes à classe DCM regulares em altura -  $q = 3.5 * 1.35 = 4.725$
- Estruturas pertencentes à classe DCM irregulares em altura -  $q = 0.8 * 3.5 * 1.35 = 3.78$

#### 4.6.4 - CÁLCULO DA ARMADURA

Assim como nos regulamentos anteriormente apresentados e já anteriormente referido, o regulamento Romeno [7] estipula métodos de dimensionamento diferentes consoante a classe de ductilidade em que as estruturas se integram.

##### 4.6.4.1 - Estruturas pertencentes à classe DCL

Mais uma vez, tendo em conta a linearidade assumida para o comportamento da estrutura, o método de dimensionamento da armadura necessária para resistir à flexão simples e ao esforço transversal nas vigas é idêntico ao já descrito em 4.4.4.1. As disposições construtivas impostas por SR EN 1992-1-1 [20] no dimensionamento de vigas são as mesmas do EC2 [16] já definidas no mesmo ponto.

O dimensionamento da armadura para resistir à flexão composta e ao esforço transversal nos pilares é idêntico ao já definido para o EC2 [16]. As disposições construtivas relativas a este ponto são também iguais às definidas para o EC2 [16] em relação à armadura longitudinal. Para a armadura transversal, o espaçamento máximo entre cintas é dado por:

$$s_{\max} = \min\{20 * d_{bL}; b_o; 400\text{mm}\} \quad (4.50)$$

##### 4.6.4.2 - Estruturas pertencentes à classe DCM

A armadura longitudinal das vigas é calculada como já foi demonstrado em 4.4.4.1. Para determinar o esforço transversal de cálculo e consecutivamente a área de aço necessária, o processo é idêntico ao

definido para o mesmo efeito em 4.4.4.2. Também as disposições construtivas para a armadura longitudinal são iguais às do EC8 [6] definidas em 4.4.4.2, com exceção para o cálculo do diâmetro máximo que permite uma boa amarração no nó viga-pilar que é definido, neste caso, pelas seguintes expressões:

- para nós viga-pilar interiores:

$$d_{bL} \leq 8 * \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} * h_c \frac{1+0.8*v_d}{1+\frac{A_{s2}}{A_{s1}}} \quad (4.51)$$

- para nós viga-pilar exteriores:

$$d_{bL} \leq 10 * \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} * h_c \frac{1+0.8*v_d}{1+\frac{A_{s2}}{A_{s1}}} \quad (4.52)$$

em que:

$h_c$  - altura da viga [m];

$A_{s2}$  - área de armadura comprimida [m<sup>2</sup>];

$A_{s1}$  - área de armadura tracionada [m<sup>2</sup>].

Pelo regulamento Romeno [7], o espaçamento máximo entre estribos de armadura transversal é dado por:

$$s_{max} = \min\left\{\frac{h_w}{4}; 200\text{mm}; 8d_{bL}\right\} \quad (4.53)$$

O dimensionamento dos pilares deve ser igualmente precedido da verificação do limite para o esforço axial reduzido que neste regulamento está também limitado em 0.65.

Os passos para obter o momento de cálculo são idênticos aos já definidos em 4.4.4.2. A única diferença entre os dois regulamentos está no coeficiente de sobre-resistência que no EC8 [6] é igual a 1.3 e no regulamento Romeno [7] é igual a 1.2. O regulamento Romeno [7] também estipula que o momento resistente seja reduzido em 30% por se analisar a estrutura à flexão composta em duas direções separadas quando esta seria mais corretamente analisada à flexão desviada. A distribuição dos momentos no nó também foi feita da mesma maneira, atribuindo 55% do valor ao pilar inferior. Uma vez obtido o momento, o método de dimensionamento à flexão composta é idêntico ao que já foi referido anteriormente em 4.4.4.1. As disposições construtivas em relação à armadura longitudinal dos pilares estipulam que a percentagem mínima de armadura seja de 0.008 em vez dos 0.01 do EC8 [6] mas, pela razão já previamente explicada, esse valor não vai ser adotado sendo apenas imposto que cada pilar tenha um mínimo de 3 varões por lado.

O esforço transversal é obtido tal como referido em 4.4.4.2 pela expressão (4.34), assim como a armadura necessária para resistir a esse esforço. As disposições construtivas para a armadura transversal dos pilares são iguais às definidas em 4.4.4.2.

#### 4.7 - ASCE 7-10

O regulamento Americano [9] é bastante diferente dos regulamentos Europeus analisados neste estudo. Como os assuntos não são abordados da mesma forma, as escolhas feitas ao longo deste estudo e os caminhos adotados na abordagem a este regulamento tiveram de ser adaptados por forma a obter resultados que permitam comparações válidas com os resultados obtidos com os outros regulamentos.

Assim, ao longo do desenvolvimento desta parte do estudo, será seguida uma abordagem semelhante à dos outros regulamentos salientando apenas as devidas diferenças.

#### 4.7.1 - CLASSES DE DUCTILIDADE

Este regulamento não distingue os edifícios por classes de ductilidade como os restantes regulamentos. No ASCE 7-10 [9] as estruturas são agrupadas por categoria de dimensionamento sísmico (Seismic Design Category). A atribuição de uma estrutura a uma categoria está dependente do nível do risco sísmico, tipo de solo, tipo de ocupação e utilização do edifício. Por forma a que o seguimento do processo de dimensionamento levasse a uma abordagem próxima das desenvolvidas para os outros regulamentos, cumprindo sempre o regulamento Americano, as categorias escolhidas foram:

- Categoria sísmica A - indicada para edifícios localizados em áreas onde se espera pouca atividade sísmica e com solo de boa qualidade. Esta categoria corresponde, nos outros regulamentos, às estruturas não dissipativas.
- Categoria sísmica B - indicada para edifícios pertencentes ao tipo de ocupação I, II ou III onde se espera que a atividade sísmica seja moderada, localizada sobre solo estratificado constituído por solos de boa ou má qualidade. O edifício em análise sendo um edifício de escritórios pertence ao tipo de ocupação II pois não é nenhum edifício essencial para a sociedade (tipo IV), nem representa nenhum risco elevado para a vida humana em caso de rotura (tipo III). Este edifício também não está incluído no tipo I que inclui edifícios que representam muito pouco risco para a vida humana como é o caso de armazéns agrícolas, por exemplo.

#### 4.7.2 - CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES

O regulamento Americano [9] define dois tipos de combinações para obtenção dos esforços atuantes. Define combinações correspondentes ao ELU de cargas verticais (Strength Design) e também combinações de ações para a ação sísmica. Para as cargas verticais estipula:

$$1.4 * D \quad (4.54)$$

$$1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 * (L_R, S \text{ ou } R) \quad (4.55)$$

em que:

$D$  - carga vertical permanente (Dead load);

$L$  - carga vertical variável (Live load);

$L_R$  - carga vertical variável da cobertura (Roof live load);

$S$  - carga vertical devida à neve (Snow load);

$R$  - carga vertical devida à chuva (Rain load).

As combinação de ações que consideram a ação sísmica são:

$$1.2 * D + 1 * E + L + 0.2 * S \quad (4.56)$$

$$0.9 * D + 1 * E \quad (4.57)$$

onde:

$E$  - ação sísmica (Earthquake load).

Os esforços atuantes de dimensionamento serão os valores máximos resultantes destas combinações.

#### 4.7.3 - COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O ASCE7-10 [9] não define coeficientes de comportamento para as estruturas mas usa um coeficiente modificador da resposta sísmica (Response modification coefficient -  $R$ ). Os valores desse coeficiente são dados na tabela 12.2-1 do ASCE7-10 [9] em função do tipo de estrutura em análise. No caso das estruturas do presente estudo, a opção escolhida foi a C.7 da referida tabela, em que a secção C corresponde a pórticos resistentes a esforços predominantemente de flexão (moment resisting frame systems) e o ponto 7 corresponde a pórticos ordinários de betão armado. Esta opção foi a escolhida pois, para além de ser aquela que mais se parece adequar às estruturas em análise, é também aquela que leva a um valor de  $R$  mais aproximado dos valores de  $q$  adotados nos outros regulamentos ( $R = 3$ ).

As estruturas atribuídas à categoria sísmica A, foram dimensionadas para um valor de  $R = 1$ . Valor este adotado apenas para estar em conformidade com os outros casos.

Para estruturas irregulares em altura, o regulamento Americano [9] nada refere sobre o coeficiente modificador da resposta sísmica.

#### 4.7.4 - CÁLCULO DAS ARMADURAS

Ao contrário do que foi verificado para os outros regulamentos, o regulamento Americano [9] apenas tem um método de cálculo de estruturas de betão armado, sendo que, consoante algumas características das estruturas, são feitas ligeiras alterações ao dimensionamento base. O método de dimensionamento de estruturas segundo o regulamento Americano [9] é apresentado pelo ACI-318 [13]. As expressões a seguir apresentadas já foram convertidas para unidades SI quando necessário.

Para o cálculo da armadura longitudinal, o regulamento Americano [13] define uma expressão com a qual se determina a percentagem de armadura necessária para resistir ao momento atuante na secção desejada. Essa expressão é a seguinte:

$$\rho = \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\Phi \cdot b \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}} \right) \quad (4.58)$$

em que:

$\rho$  - percentagem de armadura longitudinal;

$f'_c$  - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [kPa];

$f_y$  - valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço [kPa];

$M_u$  - valor do momento atuante na secção [kN.m];

$\Phi$  - fator de redução de esforços para flexão de vigas-  $\Phi = 0.9$ ;

$b$  - largura da viga [m];

$d$  - altura útil da viga [m].

Para obter o valor da área de armadura necessária:  $A_{sl} = \rho \cdot b \cdot d$

O regulamento Americano [13] apenas impõe um valor mínimo para a armadura longitudinal que é dado pela percentagem de armadura mínima definida pela seguinte expressão:



$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (4.59)$$

No que diz respeito ao dimensionamento de vigas ao esforço transversal, o ACI-318 [13] indica um conjunto de expressões e imposições que permitem o cálculo da armadura transversal necessária para resistir ao esforço transversal que atua nas vigas. Este impõe que:

$$V_u \leq \Phi V_n \quad (4.60)$$

onde:

$V_u$  - esforço transversal atuante [kN];

$V_n$  - resistência nominal ao corte -  $V_n = V_c + V_s$ ;

$V_c$  - resistência do betão ao corte -  $V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$  - [kN];

$V_s$  - resistência do aço ao corte -  $V_s = \frac{A_v}{s} * f_y * d$  - [kN];

$A_v$  - área de armadura transversal [m<sup>2</sup>];

$s$  - espaçamento entre cintas [m];

$b_w$  - largura da viga [mm];

$f'_c$  - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [MPa];

$f_y$  - valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço [kPa];

$\Phi$  - fator de redução de esforços para corte nas vigas-  $\Phi = 0.85$ .

A partir das expressões já apresentadas é possível obter a expressão que permite obter a área de aço por unidade de comprimento para resistir ao esforço atuante no elemento.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - V_c}{\Phi * f_y * d} \quad (4.61)$$

O presente regulamento estabelece ainda um valor máximo para o valor da resistência ao corte da armadura transversal dado por:

$$V_{s,\max} = \frac{2}{3} * \sqrt{f'_c} * b * d. \quad (4.62)$$

Em termos de disposições construtivas, o regulamento Americano [13] refere que:

$$A_{v,\min} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y} \geq \frac{0.33 * b * s}{f_y} \quad (4.63)$$

em que:

$A_{v,\min}$  - área mínima de armadura transversal [m<sup>2</sup>].

$$s_{\max} = \min\left\{\frac{d}{2}; 0.6\text{m}\right\} \quad (4.64)$$

onde:

$s_{\max}$  - espaçamento máximo entre cintas de armadura transversal [m].

Caso o valor da resistência ao corte da armadura transversal,  $V_s$ , seja superior a metade do seu valor máximo permitido, o valor do espaçamento máximo da armadura transversal passa a metade do definido anteriormente.

Para o dimensionamento à flexão composta dos pilares o regulamento Americano [13] apresenta igualmente um conjunto de expressões que encaminham o cálculo até à armadura necessária para a segurança da estrutura. Essas expressões resultam em 2 valores que introduzidos num ábaco permitem obter a percentagem de armadura necessária para resistir à combinação de esforços existentes no pilar. Essas expressões são:

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c * A_g} \quad (4.65)$$

$$R_n = \frac{P_n * e}{f'_c * A_g * h} \quad (4.66)$$

em que:

$K_n$  - valor das ordenadas do diagrama de interação (ábaco);

$P_n$  - resistência do pilar ao esforço axial [kN];

$A_g$  - área da secção de betão do pilar [m<sup>2</sup>];

$R_n$  - valor das abcissas do diagrama de interação (ábaco);

$e$  - excentricidade das cargas aplicadas -  $e = \frac{M_u}{P_u}$  [m];

$h$  - altura da secção do pilar [m];

$M_u$  - momento atuante no pilar [kN.m];

$P_u$  - esforço axial atuante no pilar [kN].

Apesar do procedimento já estar definido e até mesmo convertido para unidades S.I., não existe no regulamento Americano [13] um diagrama de interação para a classe de betão utilizada neste trabalho (C20/25). Apenas existem ábacos para classes de betão bastante superiores e a sua utilização com os valores atuantes obtidos para a classe de betão em estudo resulta em percentagens de armadura nulas. De modo a obviar este problema, os pilares foram dimensionados para a flexão composta à luz do EC2 [16] seguindo o método já exposto em 4.4.4.1. No entanto, as disposições construtivas do regulamento Americano [13] foram seguidas. Estas referem que as percentagens mínima e máxima de armadura nos pilares são de 1% e 4% respetivamente. Pelas razões já anteriormente referidas, a regra seguida foi a obrigatoriedade de ter pelo menos um varão em cada canto dos pilares.

No que respeita ao dimensionamento ao esforço transversal dos pilares, este foi efetuado de acordo com o ACI-318 [13] e começa com a verificação da condição:

$$V_u > \frac{\Phi V_c}{2} \quad (4.67)$$

Se esta condição for cumprida, o dimensionamento ao esforço transversal dos pilares deve ser feito seguindo o mesmo procedimento utilizado para as vigas. Caso contrário, o pilar necessita apenas da armadura mínima imposta pelo regulamento.

Em que:

$\Phi$  - fator de redução de esforços para pilares -  $\Phi = 0.7$ ;

$V_c$  - resistência do betão ao corte, obtida pela seguinte expressão:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b * d \quad (4.68)$$

em que:

$N_u$  - esforço axial atuante no pilar [kN].



# 5

## APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Os resultados apresentados neste capítulo, têm como objetivo permitir a análise das diferenças entre as diferentes soluções de dimensionamento obtidas.

Para uma melhor compreensão de alguns dos resultados apresentados, apresenta-se na Fig. 5.1 uma legenda com a numeração das secções das estruturas estudadas. Uma vez que foram alvo do presente estudo 3 estruturas diferentes, mas semelhantes, a numeração mantém-se para todas elas procedendo apenas à supressão das secções das vigas e pilares não existentes nalgumas estruturas.

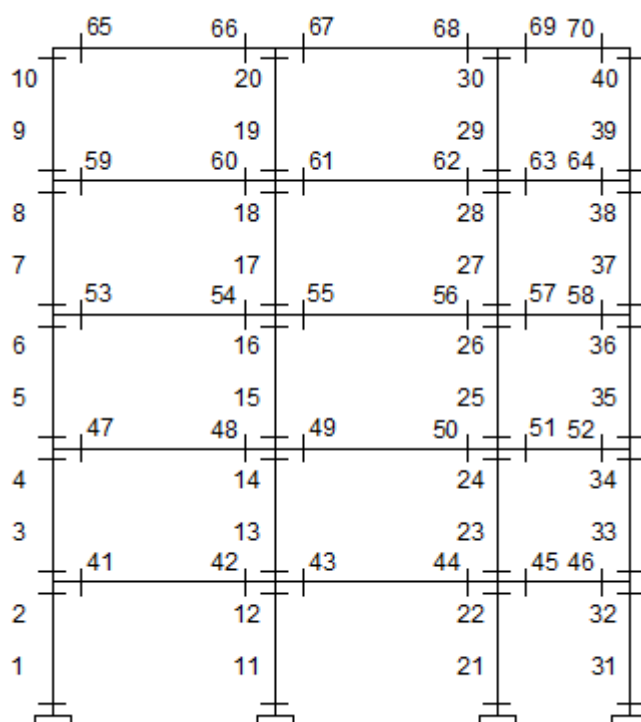


Fig. 5.1 - Numeração das secções analisadas - Pórtico A

De forma a não tornar o presente capítulo demasiado extenso e repetitivo, não serão apresentados todos os resultados obtidos no dimensionamento das estruturas, deixando a apresentação dos

resultados obtidos para todas as armaduras para o anexo do presente estudo. Para uma melhor compreensão e análise dos resultados, serão apresentados os resultados sempre em forma de comparações ou rácios, de modo a facilitar a obtenção de conclusões.

### 5.1. COMPARAÇÃO DE ESFORÇOS OBTIDOS PARA AS ESTRUTURAS DA CLASSE DCM E DCL

Nesta secção é analisada, essencialmente, a diferença entre os esforços obtidos para dimensionamento das estruturas pelo método da capacidade real (*Capacity Design*) e aqueles que resultariam da análise linear plana da estrutura.

Como referido no capítulo anterior, o regulamento Americano [9] não tira partido da capacidade real dos materiais para estruturas das classes correspondentes às analisadas no presente trabalho. Logo, os resultados desta secção não irão incluir os deste regulamento.

O procedimento seguido para as estruturas de classe DCM usa também esforços obtidos pela análise linear plana da estrutura, pelo que esses não figurarão na comparação que é objetivo nesta secção. O dimensionamento dessas estruturas é iniciado pela utilização dos esforços máximos de flexão atuantes nas vigas e dimensionamento da armadura necessária para resistir a esses esforços. Todo o processo seguinte está dependente deste passo, pois todos os esforços para quais as estruturas são posteriormente dimensionadas estão dependentes dos momentos resistentes das vigas, logo, dependentes da sua armadura longitudinal. Apenas o esforço axial utilizado para o dimensionamento dos pilares à flexão composta é independente do momento resistente das vigas, sendo este também o obtido pela análise linear da estrutura. Assim, os esforços que serão alvo da comparação estabelecida ao longo desta secção serão o esforço transversal nas vigas, o esforço de flexão nos pilares e o esforço transversal nos mesmos.

Dos 3 pórticos em estudo, são apenas retratados neste capítulo os pórticos A e B. Esta escolha deve-se ao facto dos pórticos B e C serem variantes do pórtico A, sendo B a variante mais extrema. Assim considerou-se não ser relevante a análise do pórtico C nesta secção, pois essa análise conduziria a resultados intermédios dos outros dois casos. Tanto para um pórtico como para o outro, os resultados aqui apresentados são para o caso em que as estruturas são consideradas regulares em altura, isto é, o coeficiente de comportamento utilizado é o valor básico do coeficiente de comportamento sem a redução para estruturas irregulares. Procedeu-se desta forma de modo a que as comparações pudessem evidenciar melhor as diferenças entre os pórticos.

Para uma análise mais adequada dos resultados, estes são apresentados na forma de um rácio obtido entre o valor obtido pelo método de dimensionamento tirando partido da capacidade real dos materiais e o valor obtido pela análise linear da estrutura. Todos os valores apresentados seguem então o rácio apresentado na expressão (5.1):

$$\frac{\text{Valor}_{DCM}}{\text{Valor}_{linear}} \quad (5.1)$$

Onde:

$\text{Valor}_{DCM}$  - valor do esforço obtido pelo método de dimensionamento para estruturas de classe DCM;

$\text{Valor}_{Linear}$  - valor do esforço obtido pela análise linear plana da estrutura.

Tendo em vista uma maior sintetização dos resultados apresentados, foram escolhidas partes da estrutura que melhor ilustrem o que é aqui pretendido. Assim, foram escolhidas para esta secção as

vigas correspondentes a todos os pisos do vão intermédio (viga 2) e do vão situado à direita da estrutura (viga 3), como representado na Fig. 5.2. Os pilares escolhidos foram os pilares correspondentes a todos os pisos do segundo e terceiro alinhamento, estando os alinhamentos ordenados por ordem crescente da esquerda para a direita. Os valores usados para calcular os rácios correspondem então aos valores máximos para o elemento obtidos pela análise linear e aos esforços máximos obtidos pelo método de dimensionamento pela capacidade real, o que resulta em valores únicos por elemento, fazendo com que se torne dispensável a análise para cada secção em particular.

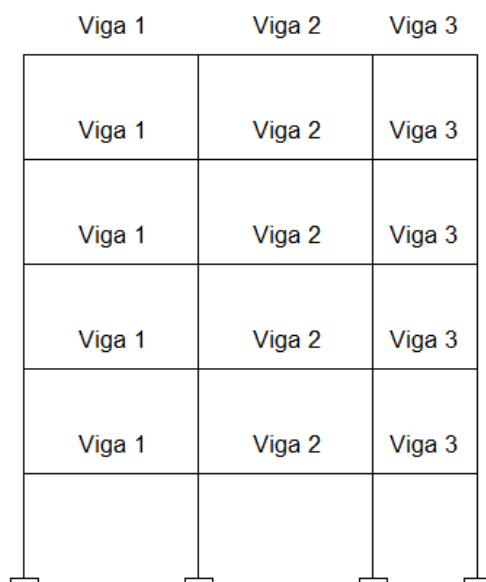


Fig. 5.2 - Numeração das vigas analisadas

No quadro 5.1 apresentam-se os valores dos rácios para o esforço transversal das vigas em análise do pórtico A para os 3 regulamentos.

Quadro 5.1 - Rácios DCM/Linear de esforço transversal para vigas do Pórtico A

Piso	EC8		Italiano		Romeno	
	Viga2	Viga3	Viga2	Viga3	Viga2	Viga3
5	1.05	2.59	0.96	2.41	1.05	2.59
4	0.89	2.05	0.88	2.35	0.91	2.07
3	0.89	2.05	0.88	2.36	0.91	2.08
2	0.89	1.92	0.88	2.34	0.91	2.07
1	0.90	2.00	0.88	2.22	0.91	2.13

A primeira conclusão que o Quadro 5.1 permite tirar é que o Eurocódigo 8 [6] e o regulamento Romeno [7] levam a resultados idênticos. Como referido no Capítulo 4, estes regulamentos têm a mesma combinação de ações para o estado limite último de ações verticais assim como a mesma combinação de ações sísmica, sendo apenas diferente no coeficiente parcial de segurança  $\psi_2$ , atribuído à carga variável na combinação sísmica, que varia de 0.3 no Eurocódigo 8 [6] para 0.4 no regulamento

Romeno [7]. O método de obtenção do esforço transversal das vigas de classe DCM é o mesmo para os dois regulamentos havendo apenas como possível diferença significativa o valor do coeficiente de comportamento. A ação sísmica é para estes dois regulamentos introduzida com coeficientes de comportamento diferentes, 3.9 para o Eurocódigo 8 [6] e 4.725 para o regulamento Romeno [7], o que indicia que essa diferença não levou a alterações significativas nos esforços máximos atuantes na estrutura.

Comparando o Eurocódigo 8 [6] com o regulamento Italiano [8], observa-se que os valores apresentam algumas diferenças. Uma vez que o coeficiente de comportamento utilizado por estes dois regulamentos é o mesmo, assim como o procedimento a adotar para o cálculo do esforço transversal nas vigas, apenas resta como fator de diferenciação entre eles as combinações de cargas utilizadas. A combinação de ações sísmica é também igual entre estes dois regulamentos sendo que é a combinação de ações verticais para o estado limite último que os diferencia e explica as diferenças apresentadas no Quadro 5.1. Na cobertura, apenas atuam cargas permanentes, sendo que a carga relativa ao peso próprio tem um peso muito maior que as restantes cargas permanentes, o que leva a que fique sujeita a maiores esforços a estrutura correspondente ao regulamento que aplicar um coeficiente maior para esse tipo de carga, neste caso o EC8 [6]. No resto dos pisos, as restantes cargas permanentes assumem uma maior importância no regulamento Italiano [7], o qual apresenta maiores coeficientes associados às mesmas, pelo que os esforços resultantes são também maiores. Uma vez que os esforços atuantes são maiores, seria de esperar que o rácio DCM/Linear fosse menor, porém o esforço transversal obtido pelo *Capacity design* é dependente da armadura dimensionada para resistir à flexão que também assume valores maiores para maiores cargas verticais. Logo, o valor obtido para o esforço transversal correspondente é maior e assim o rácio DCM/Linear também aumenta.

A disparidade de valores entre as vigas 2 e 3 deve-se ao facto da viga 3 ter um vão menor que a viga 2 e por essa razão ter menores valores para o esforço transversal obtido da análise linear. Caso se tratasse de uma viga isolada, tal não justificaria a diferença do valor do rácio obtido pois os momentos também seriam menores. Porém, as vigas 2 e 3 são contíguas e no nó que as une a armadura longitudinal é a mesma. Logo, a secção esquerda da viga 3 está sobredimensionada o que leva a um momento resistente maior que o atuante e, consequentemente, a um valor do esforço transversal bastante superior ao obtido pela análise linear.

No Quadro 5.2 são apresentados os valores dos rácios entre os valores obtidos pelo método do *Capacity Design* e os obtidos pela análise linear para o esforço transversal e para a flexão nos pilares do pórtico A, para os 3 regulamentos.

Quadro 5.2 - Rácios DCM/Linear de esforço transversal e de momentos para pilares do Pórtico A

Pis o	EC8				Italiano				Romeno			
	Mpilar 2	Mpilar 3	Vpilar 2	Vpilar 3	Mpilar 2	Mpilar 3	Vpilar 2	Vpilar 3	Mpilar 2	Mpilar 3	Vpilar 2	Vpilar 3
5	7.16	2.63	14.95	4.85	6.06	2.22	14.95	3.83	7.86	2.59	16.03	3.64
4	7.57	3.69	14.33	5.57	7.21	3.51	12.26	4.72	8.40	3.69	13.34	5.36
3	6.63	3.31	10.71	4.63	6.31	3.15	9.29	3.91	7.39	3.35	10.16	4.60
2	5.91	3.03	9.40	4.10	5.62	2.89	9.48	4.10	6.60	3.09	10.42	4.10
1	3.77	3.06	10.67	5.84	3.59	2.59	10.85	5.84	4.21	3.29	11.94	5.97



Na análise dos esforços obtidos para os pilares, interessa salientar que os esforços máximos obtidos da análise linear são condicionados pela ação sísmica. Seria de esperar que, estando as estruturas todas sujeitas à mesma ação sísmica, a estrutura que apresentasse maiores esforços lineares e, consequentemente, menores valores para os rácios apresentados no Quadro 5.2, seria aquela cuja ação sísmica teria sido introduzida com um coeficiente de comportamento menor, i.e. o regulamento Romeno [7]. Comparando resultados deste regulamento com os do Eurocódigo 8 [6], essas diferenças reduzem-se pois o Eurocódigo 8 [6] é mais conservativo no método de obtenção dos momentos dos pilares. Por forma a que não se formem rótulas plásticas nos pilares e, consequentemente, um mecanismo de piso flexível, os vários regulamentos estabelecem que o momento resistente dos pilares tem de ser superior ao das vigas afetando estes últimos de um coeficiente de sobre-resistência como referido em 4.4.4.2. Daqui resulta a diferença entre os valores dos rácios do EC8 [6] e do regulamento Romeno [7] serem menores. Apesar do EC8 [6] envolver um coeficiente de comportamento menor, que faz com que os esforços obtidos linearmente sejam maiores, tem também um coeficiente de sobre-resistência maior, que torna os esforços obtidos pelo método de cálculo maiores que os do regulamento Romeno [7] e Italiano [8]. Este último tem o mesmo coeficiente de comportamento que o Eurocódigo 8 [6] e o menor coeficiente de sobre-resistência dos 3 regulamentos, o que leva a que tenha os menores valores dos rácios do Quadro 5.2.

Ao longo do pilar 2, o valor do rácio dos momentos vai diminuindo desde o topo à base. Isto deve-se ao facto de que, para este pilar, o valor do momento obtido da análise linear resultar quase unicamente da ação sísmica, pois o momento devido a cargas gravíticas para este pilar é muito reduzido, uma vez que une duas vigas com o mesmo vão (logo os momentos das vigas tendem a equilibrar-se). Como, no topo do pilar o momento devido à ação horizontal é muito reduzido e o das cargas gravíticas também, isso leva a que o rácio DCM/Linear assuma valores maiores do que no resto dos pisos.

No Quadro 5.3 apresentam-se os valores dos rácios entre o esforço transversal obtido pelo método de dimensionamento proposto pelos 3 regulamentos em análise e o esforço transversal obtido por análise linear da estrutura para as vigas em análise do pórtico B.

Quadro 5.3 - Rácios DCM/Linear de esforço transversal para vigas do Pórtico B

Piso	EC8		Italiano		Romeno	
	Viga2	Viga3	Viga2	Viga3	Viga2	Viga3
5	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-
3	0.94	2.21	0.88	2.21	0.93	2.26
2	0.89	2.00	0.87	1.87	0.91	2.02
1	0.94	2.12	0.88	2.08	0.93	2.20

Analisando o Quadro 5.3, verifica-se que as relações entre valores obtidas para o Quadro 5.1 se mantêm idênticas. O recuo da estrutura pouco alterou os valores dos momentos atuantes nas vigas, o que levou a que o esforço transversal obtido pelo método *Capacity design* também se mantivesse sem grandes alterações. Na viga 3, essa diminuição foi um pouco maior. Porém, a continuidade da armadura no nó que une a viga 2 à viga 3 faz com que o momento resistente na secção esquerda seja elevado e, assim, não diminua muito o valor do esforço transversal. O esforço transversal obtido da

análise linear acompanhou as ligeiras mudanças, o que fez com que os valores dos rácios não alterassem significativamente.

No Quadro 5.4 são apresentados os valores dos rácios entre os valores obtidos pelo método do *Capacity Design* e os obtidos pela análise linear para o esforço transversal e para a flexão nos pilares do pórtico B, para os 3 regulamentos.

Quadro 5.4 - Rácios DCM/Linear de esforço transversal e de momentos para pilares do Pórtico B

Pis o	EC8				Italiano				Romano			
	Mpilar 2	Mpilar 3	Vpilar 2	Vpilar 3	Mpilar 2	Mpilar 3	Vpilar 2	Vpilar 3	Mpilar 2	Mpilar 3	Vpilar 2	Vpilar 3
5	2.32		4.14		1.97		3.30		2.24		3.06	
4	3.99		5.87		3.80		5.87		3.83		5.66	
3	10.12	3.51	15.94	5.93	7.71	2.97	13.31	4.86	8.53	3.44	13.65	4.68
2	7.51	4.56	10.25	6.46	7.15	3.85	10.25	5.16	8.21	4.51	11.00	6.30
1	5.25	6.60	12.46	10.02	4.00	5.58	11.09	8.15	4.81	6.84	12.18	8.14

As considerações feitas em relação ao Quadro 5.2 relacionando os 3 regulamentos são igualmente válidas para o pórtico B, como se pode observar analisando o Quadro 5.4.

Deste caso, interessa salientar os efeitos causados pelo recuo da estrutura. Uma vez que, como já referido, os momentos das vigas continuam idênticos, as armaduras longitudinais também se mantêm, de modo que o momento resistente das vigas para o Pórtico A e o Pórtico B será o mesmo. Assim, sabendo que o que faz variar significativamente os rácios do Pórtico A para o Pórtico B são os valores obtidos da análise linear da estrutura, pode-se então constatar que o recuo da estrutura fez com que os momentos obtidos no pilar 2 nos pisos 4 e 5 aumentaram significativamente. Já nos pisos 1, 2 e 3, os momentos nos pilares 2 e 3 diminuíram significativamente, aumentando assim os rácios expostos no Quadro 5.4.

## 5.2. ANÁLISE DOS EFEITOS DA CONSIDERAÇÃO DA IRREGULARIDADE EM ALTURA

O objetivo desta secção é analisar o efeito, no dimensionamento das estruturas, da consideração da irregularidade em altura das mesmas pelos diversos regulamentos estudados.

No Capítulo 4 mostrou-se que o regulamento Americano [9] em nada altera o método de dimensionamento para estruturas irregulares em altura que se encaixam nas características das estruturas analisadas neste estudo. Assim, apenas interessa para esta secção a análise dos regulamentos Italiano [8], Romano [7] e EC8 [6]. Como o processo de dimensionamento é idêntico entre eles, e os resultados obtidos levam às mesmas conclusões, apenas se abordam os resultados relativos ao EC8 [6].

No dimensionamento de estruturas de classe de ductilidade média, todos os esforços de cálculo estão dependentes dos momentos máximos atuantes nas vigas da estrutura, pois é a partir destes que as vigas serão dimensionadas e, consequentemente, seguindo as condições de ductilidade necessárias, serão obtidos os restantes esforços de cálculo e as respetivas armaduras.

Na Fig. 5.3 mostra-se a relação entre os momentos máximos atuantes nas vigas do Pórtico C considerando o mesmo como regular e os momentos máximos caso se considere como irregular.

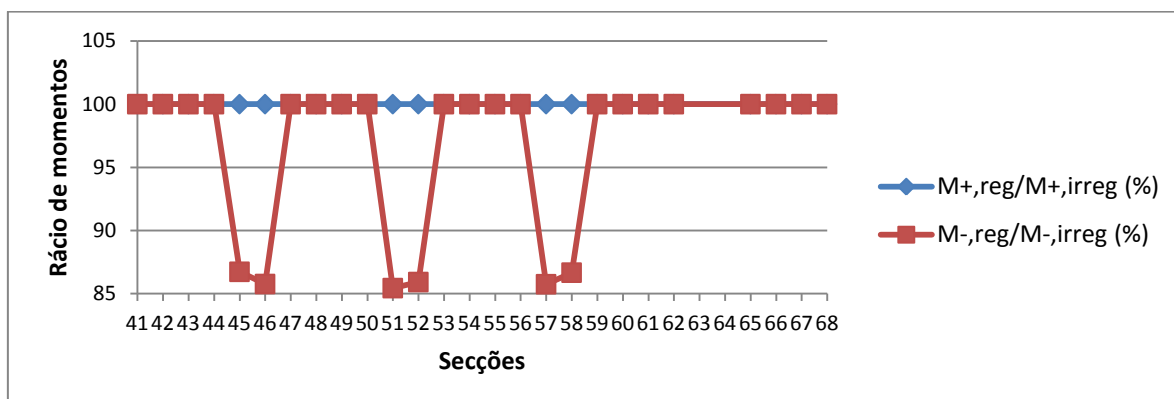


Fig. 5.3 - Quociente entre momentos para estrutura regular e estrutura irregular (%)

O Eurocódigo 8 [6], assim como o regulamento Italiano [8] e o Romeno[7], refere que, para estruturas irregulares em altura, apenas seja considerada uma redução de 20% no coeficiente de comportamento da estrutura. Tal redução tem como objetivo a aumentar os esforços atuantes no caso de uma estrutura irregular por forma a que esta seja dimensionada para resistir a maiores esforços que uma estrutura considerada regular. Porém, aquilo que se pode observar na Fig. 5.3 é que, mesmo para as estruturas irregulares em análise, o coeficiente de comportamento é elevado o suficiente para que o esforço máximo nas vigas seja o resultante da combinação de cargas de ação base sobrecarga. Por isso, a relação entre os momentos dos dois casos analisados é igual a 1. Apenas para as secções das vigas pertencentes ao menor vão se fez notar a redução do coeficiente de comportamento. Essa redução fez com que os momentos máximos na viga se alterassem pois, devido ao seu pequeno vão, as cargas verticais como o peso próprio e as restantes cargas permanentes assumem uma menor importância.

A armadura longitudinal das vigas necessária para resistir aos esforços atuantes é apresentada na Fig.5.4, tanto para os momentos positivos como para os negativos.

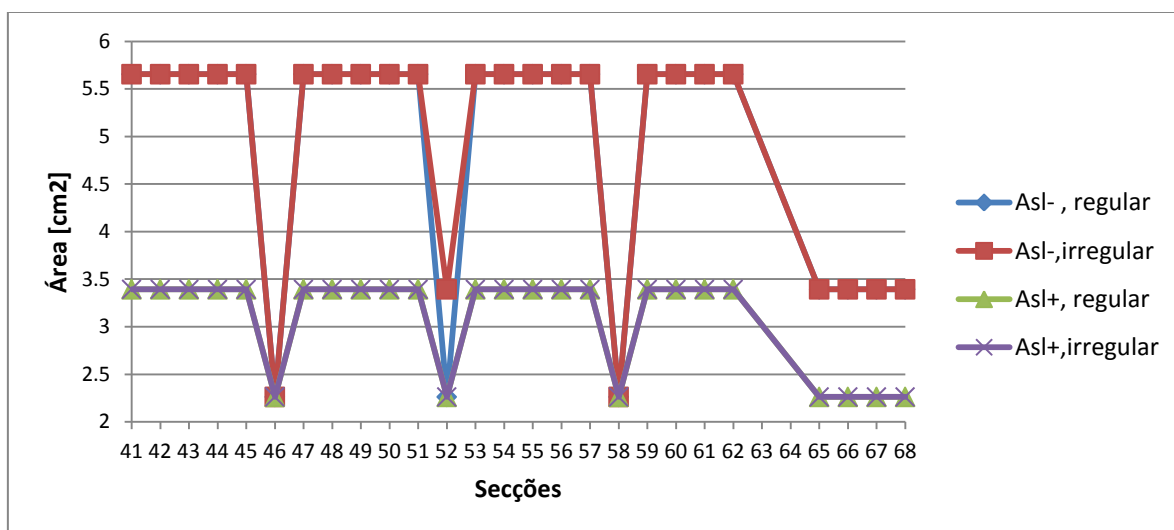


Fig.5.4 - Armadura longitudinal das vigas do Pórtico C

Como seria de esperar ao analisar a Fig. 5.4 as armaduras para a estrutura considerada regular e irregular são exatamente as mesmas, salvo a pequena exceção da secção 52 em que a redução do coeficiente de comportamento levou ao acréscimo de mais um varão  $\phi 12$ .

Naturalmente, todo o dimensionamento posterior das estruturas segue o mesmo caminho e as armaduras transversal das vigas, longitudinal e transversal dos pilares são exatamente iguais para os dois casos. Para o Pórtico B e para os outros dois regulamentos, o padrão mantém-se semelhante.

### 5.3. COMPARAÇÃO DAS PERCENTAGENS DE ARMADURA OBTIDAS PARA AS ESTRUTURAS DCM E DCL

Na presente secção pretende-se analisar as diferenças obtidas quando se dimensiona uma estrutura tendo em conta a não linearidade dos materiais e aproveitando a sua capacidade real e quando se dimensiona uma estrutura assumindo-a como uma estrutura de ductilidade baixa ou não dissipativa.

O regulamento Americano [9] não faz a mesma distinção que os outros regulamentos, porém assume categorias sísmicas que foram relacionadas no Capítulo 4 com as classes de ductilidade distinguidas pelos outros regulamentos. Assim, nesta secção analisam-se os resultados para as percentagens de armadura obtidas para o Pórtico B segundo o regulamento Americano [9] e Italiano [8], quando a estrutura é classificada como dissipativa e não dissipativa, no caso do regulamento Italiano [8], ou de categoria sísmica A e B, no caso do regulamento Americano [9]. Dos regulamentos Europeus, apenas se analisam os resultados do regulamento Italiano [9] pois todos são bastante semelhantes sendo possível obter as conclusões desejadas pela análise deste regulamento apenas.

A primeira diferença entre os dois casos analisados corresponde ao valor do coeficiente de comportamento da estrutura. Nas estruturas consideradas de ductilidade mais baixa, o valor do coeficiente de comportamento atribuído é também mais baixo, por forma a que os esforços introduzidos pela ação sísmica sejam mais elevados. Essa variação nos valores leva às diferenças observadas na Fig. 5.5 e Fig. 5.6 em que se mostram as percentagens de armadura longitudinal positiva e negativa somadas das vigas do Pórtico C.

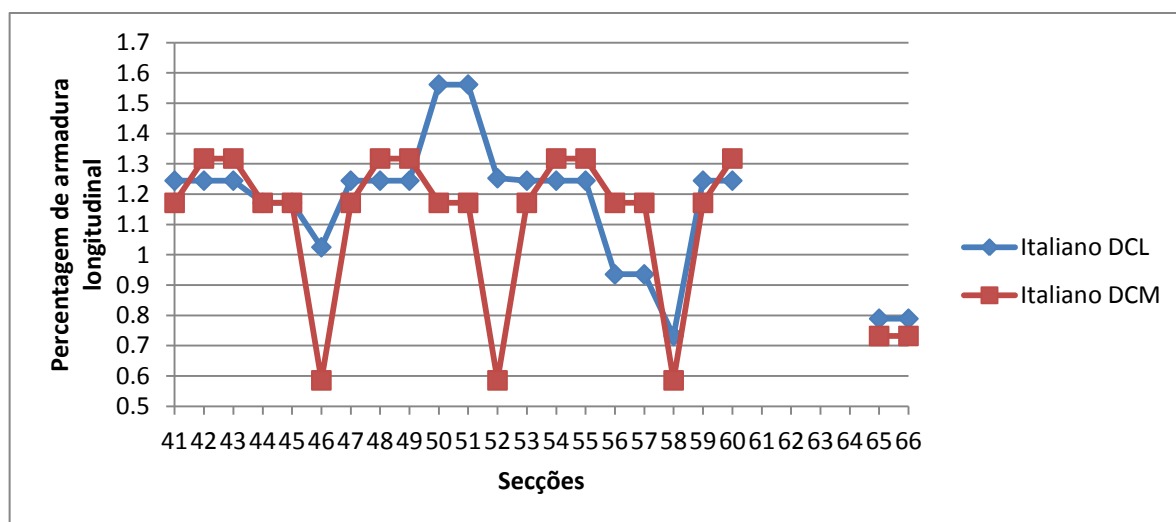


Fig. 5.5 - Percentagem de armadura longitudinal das vigas do Pórtico C segundo o regulamento Italiano [8] (%)

Ao analisar o gráfico supra da Fig. 5.5, pode observar-se que, apesar dos esforços para a estrutura da classe DCL serem maiores, nem sempre esta tem uma percentagem de armadura superior. Isto deve-se principalmente ao facto da armadura mínima exigida para estruturas da classe DCM ser superior à exigida para estruturas da classe DCL, pois para as secções de extremidade, a armadura longitudinal é constituída geralmente pela armadura para resistir ao momento negativo e inferiormente pela armadura mínima. Apesar de nas estruturas da classe DCL a armadura superior ser sempre maior, a diferença entre a armadura mínima de um caso e a de outro leva a que as percentagens de armadura se equilibrem. Nas secções 50 e 51 isso é notório pois, na estrutura da classe DCL, devido à configuração do pórtico, ocorrem momentos positivos que levam a que se use uma armadura superior à mínima e, somando à armadura superior que também é superior à armadura da estrutura da classe DCM, obtém-se o ponto mais elevado do gráfico.

Na estrutura da classe DCM, os momentos negativos nas secções da extremidade direita são pequenos, logo, a armadura superior é quase sempre também a mínima o que faz com que estes sejam os pontos mais baixos da Fig. 5.5.

O regulamento Americano [9] não diferencia o método de dimensionamento para além do coeficiente de comportamento, como já referido no Capítulo 4.

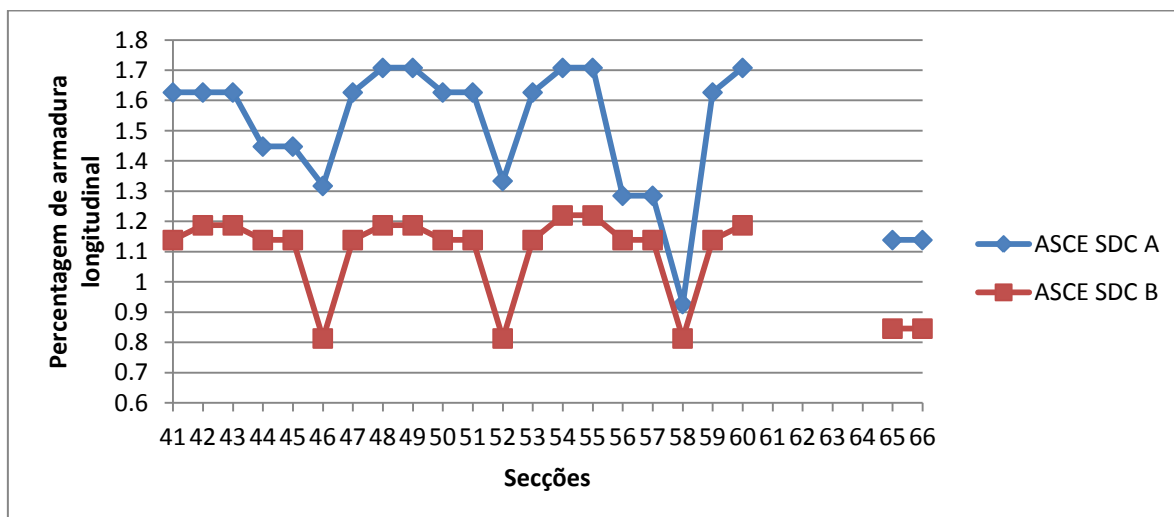


Fig. 5.6 - Percentagem de armadura longitudinal das vigas do Pórtico C segundo o regulamento Americano [9] (%)

Como seria de esperar, a Fig. 5.6 mostra que as percentagens de armadura longitudinal nas vigas do Pórtico C para as duas categorias sísmicas andam de forma paralela. A estrutura atribuída à categoria sísmica A, tendo um coeficiente de comportamento unitário, tem percentagens de armadura superiores, pois também as disposições construtivas não sofrem nenhuma alteração de um caso para o outro. Uma vez que, assim como referido no Capítulo 4, o coeficiente unitário foi uma adaptação por forma a compatibilizar este regulamento com os outros, fica a ideia de que este dimensionamento será apenas um sobredimensionamento da estrutura.

Analisando o gráfico da percentagem de armadura transversal, rapidamente se percebe que a armadura transversal das vigas é determinada pelas exigências de armadura mínima.

Como se observa pela Fig. 5.7, a armadura transversal das vigas é constante em todo o gráfico o que mostra que todas elas estão dimensionadas para a armadura transversal mínima. Serve o presente

gráfico para mostrar que as estruturas às quais é exigida uma capacidade de dissipar energia, é exigida também uma maior cintagem dos seus elementos.

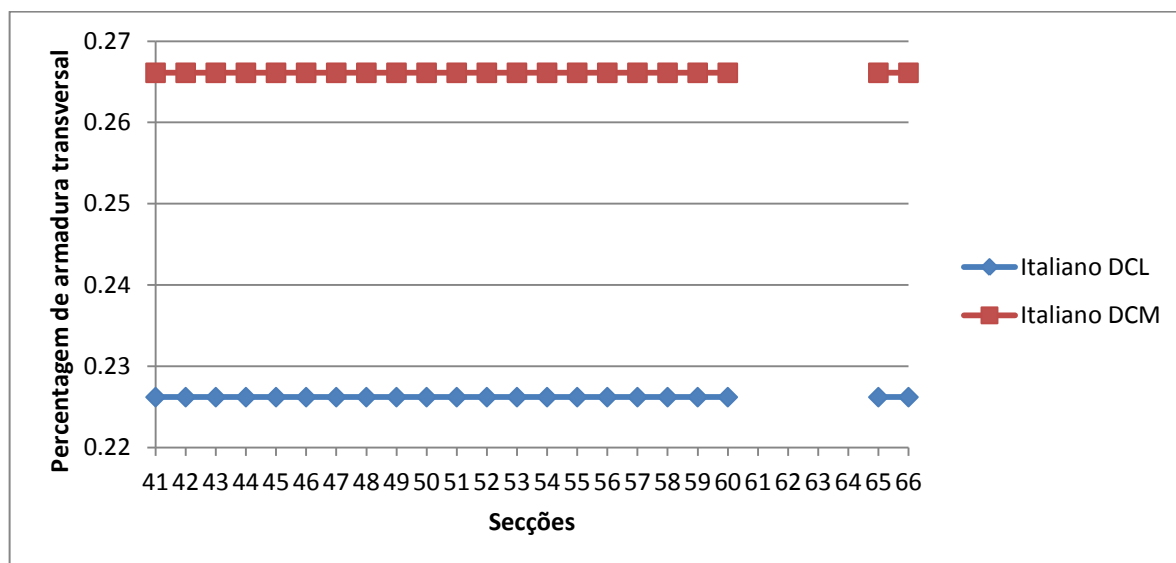


Fig. 5.7 - Percentagem de armadura transversal das vigas do Pórtico C segundo o regulamento Italiano [8] (%)

Para o regulamento Americano [9], uma vez que as disposições construtivas não variam com a categoria sísmica, as vigas têm a mesma percentagem de armadura em ambas as categorias.

Analisando a percentagem de armadura longitudinal dos pilares, percebe-se que a ductilidade desejada implica maior percentagem de armadura longitudinal dos pilares de modo a evitar a sua cedência.

A estrutura dimensionada para a classe de ductilidade baixa tem a generalidade dos pilares condicionados pela armadura mínima, como se pode observar na Fig. 5.8 pelo facto do gráfico apresentar uma linha constante em grande parte dos pontos. Nas secções 21, 22, 23, 24, 25 e 26, a percentagem de armadura apresenta um valor mais elevado devido não só à mudança de secção dos pilares, como ao significativo aumento do momento atuante. Este aumento do momento nestes pilares em particular deve-se ao recuo da estrutura. As secções 31, 32, 33 e 34, também são condicionadas pela armadura mínima, simplesmente a menor secção dos pilares leva a uma maior percentagem de armadura.

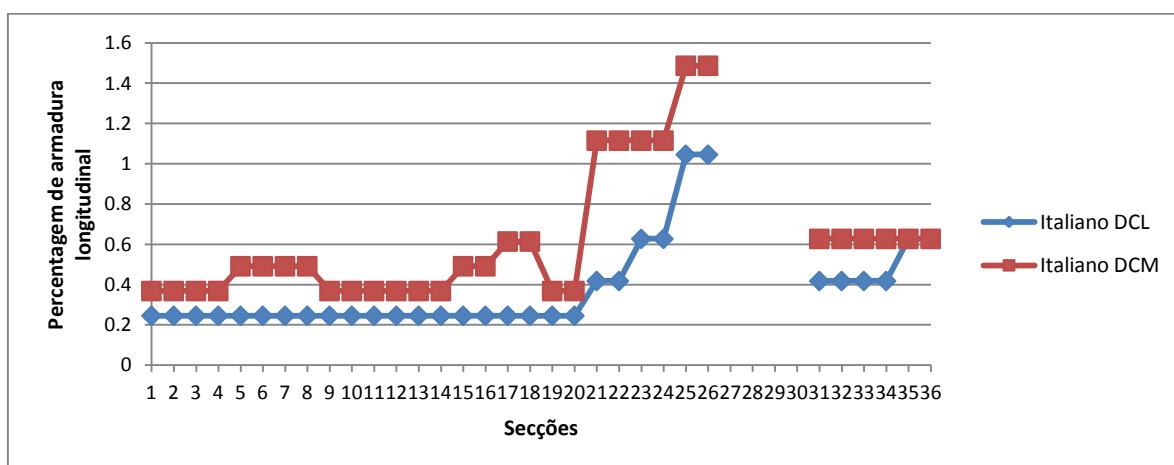


Fig. 5.8 - Percentagem de armadura longitudinal dos pilares do Pórtico C segundo o regulamento Italiano [8] (%)

Na Fig. 5.8 podemos observar que a percentagem de armadura para a estrutura da classe DCM é sempre superior à da estrutura da classe DCL. Isto deve-se ao facto do regulamento pretender garantir que os pilares não são os primeiros elementos a entrar em comportamento plástico impondo, para isso, momentos mais elevados nesses elementos resultando em áreas de armadura maiores. Para além disso, o regulamento exige uma área de armadura mínima bastante elevada garantindo assim que as rótulas plásticas se formam nas vigas e impedindo o aparecimento dum mecanismo de piso flexível.

Nas estruturas da classe DCM, a percentagem de armadura anda longe do 1% mínimo de armadura exigido pelo regulamento na maior parte dos pilares. Tal se deve ao facto da estrutura ter sido analisada apenas numa direção e, por isso, não foi colocada a armadura mínima correspondente ao total apenas numa direção.

Para o regulamento Americano [9] a percentagem de armadura longitudinal dos pilares é, na maior parte deles, a armadura mínima exigida.

Nas secções 9 e 10, assim como nas secções 19 e 20, verifica-se um aumento na percentagem de armadura longitudinal. Este aumento deve-se ao facto de este ser o pilar do último piso, que possui um esforço axial menor que o dos outros pilares. Como os momentos atuantes são pequenos em todos os pilares, a redução do esforço axial faz com que se verifique um aumento da armadura necessária para resistir à flexão composta, a qual, para a maioria dos outros pilares é igual a 0, sendo por isso condicionados pela armadura mínima, como se pode observar na Fig. 5.9.

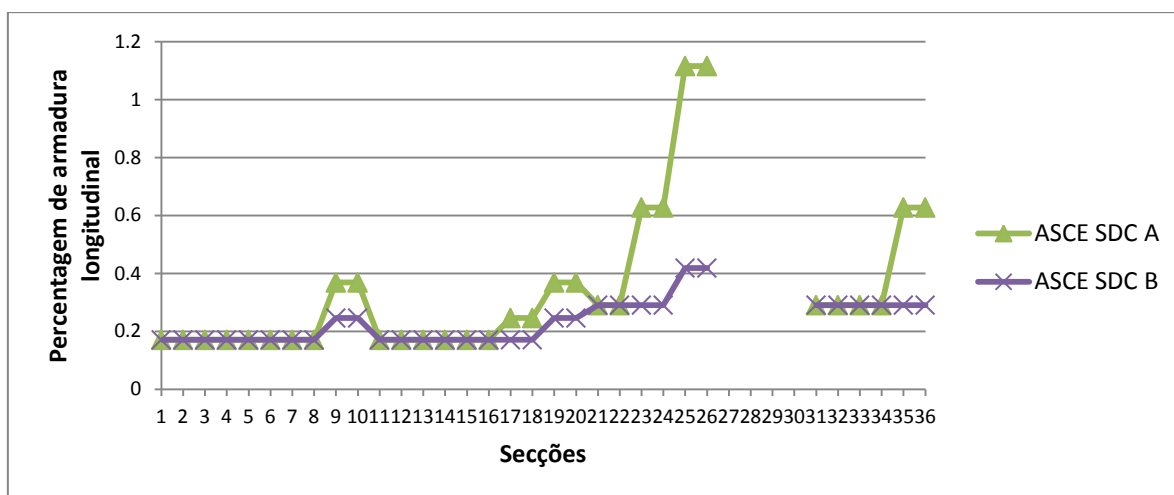


Fig. 5.9 - Percentagem de armadura longitudinal dos pilares do Pórtico C segundo o regulamento Americano [9] (%)

Assim, como verificado no regulamento Italiano [8], os pilares que estão sob a zona do recuo têm uma maior percentagem de armadura devido, não só à variação da secção, mas também pelo aumento significativo do momento atuante.

A percentagem de armadura transversal dos pilares é, como nas vigas, controlada pela armadura mínima.

Da Fig. 5.10 interessa salientar a grande diferença entre a percentagem de armadura para estruturas de classe de ductilidade baixa e alta. Observa-se que, para que as estruturas tenham um comportamento com maior ductilidade, é necessário uma maior percentagem de armadura transversal que confina a secção.

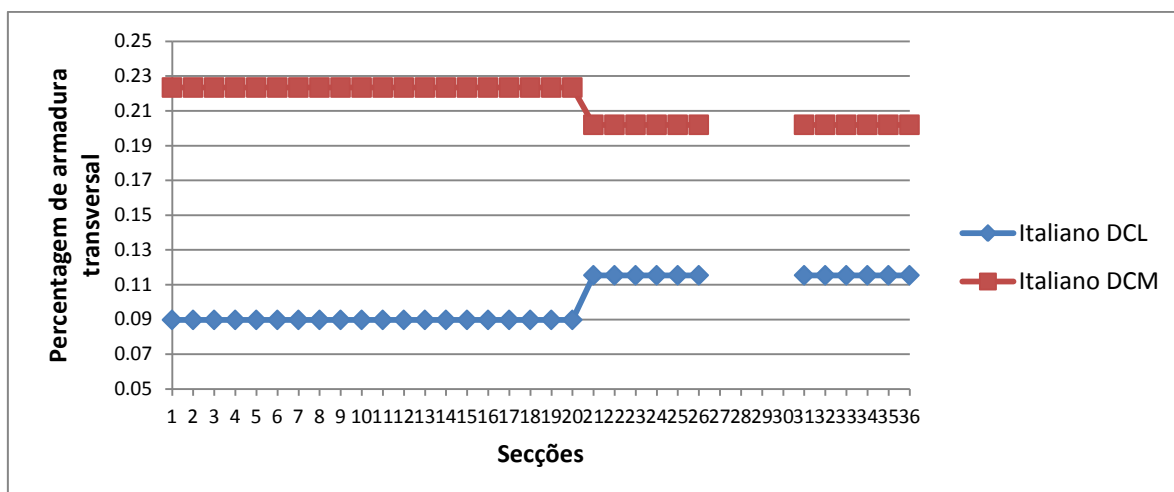


Fig. 5.10 - Percentagem de armadura transversal dos pilares do Pórtico C segundo o regulamento Italiano [8] (%)

A partir da secção 20 pode-se observar o aumento da percentagem de armadura na estruturas da classe DCL devido à redução da secção, conjugado com a não variação do espaçamento máximo entre cintas e consequente área de armadura. Para a estrutura da classe DCM, o valor exigido para a área mínima de armadura transversal varia com a secção e levou a que, nessa secção, a percentagem de armadura fosse menor do que na secção anterior.

Para os resultados do regulamento Americano [9] não foi elaborado nenhum gráfico, uma vez que as disposições construtivas não mudam de uma categoria sísmica para a outra e por isso, relativamente à percentagem de armadura transversal, ambas têm uma variação semelhante à da estrutura dimensionada pelo regulamento Italiano para a classe DCL.

#### 5.4. ANÁLISE DE RESULTADOS ENTRE PÓRTICOS

A finalidade desta secção é analisar, em termos comparativos, em que diferenças se traduzem, a nível de áreas de armadura, os recuos existentes nos Pórticos B e C. Para tal, mostram-se em seguida gráficos comparativos dos valores das percentagens de armadura obtidas por um regulamento para as 3 estruturas analisadas. O regulamento que vai ser aqui alvo de análise é o regulamento Romeno [7] pois este segue aquele que é tido como o procedimento base para dimensionamento sísmico e demonstra bem aquilo que é aqui pretendido, sendo que para o EC8 [6] e o regulamento Italiano [7] o resultado final é muito semelhante.

Como já foi demonstrado nas secções anteriores, a diferença entre os momentos atuantes nas vigas dos diferentes pórticos é muito reduzida, logo as variações da percentagem de armadura longitudinal nas mesmas também serão poucas.

A Fig. 5.11 mostra que, no Pórtico B, há um aumento do momento atuante nas secções das vigas que estão ligadas aos pilares do segundo alinhamento, resultando num aumento da percentagem de armadura longitudinal nas secções 42, 43, 54 e 55. Este gráfico faz prever que o valor das percentagens das restantes armaduras sejam bastante semelhantes, pois todos eles são dependentes da armadura longitudinal das vigas. É ainda de salientar que a armadura do Pórtico A é exatamente a mesma do Pórtico C.



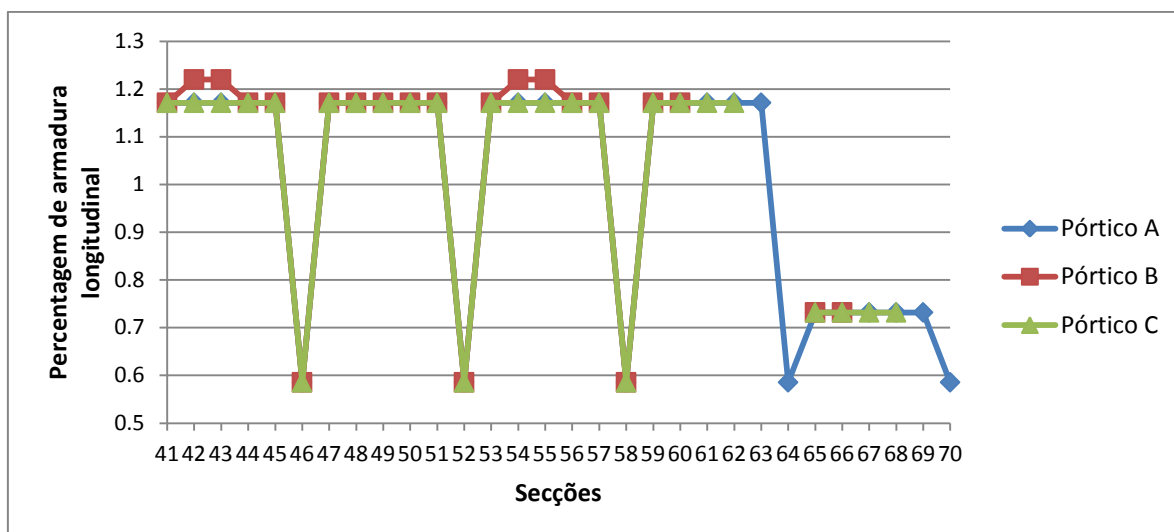


Fig. 5.11 - Percentagem de armadura longitudinal das vigas dos Pórticos A, B e C

A percentagem de armadura transversal das vigas está limitada em todas elas pela armadura mínima. Uma vez que para os 3 pórticos a armadura mínima é a mesma, não é relevante analisar graficamente esses resultados.

A armadura longitudinal nos pilares está ligada diretamente à armadura longitudinal das vigas, pois é a partir do momento resistente destas que se determina o momento de cálculo dos pilares. Assim sendo, é de esperar que as semelhanças e diferenças verificadas na Fig. 5.11 se repitam para a percentagem de armadura longitudinal dos pilares, como se verifica na Fig. 5.12.

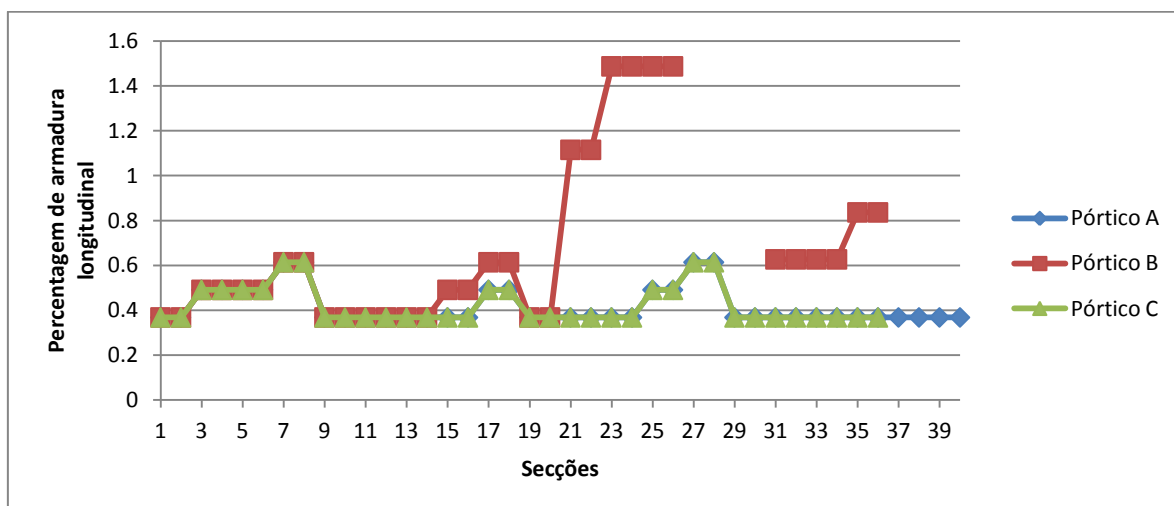


Fig. 5.12 - Percentagem de armadura longitudinal dos pilares dos Pórticos A, B e C

Na Fig. 5.12, como os valores são iguais para as duas secções de cada elemento, na legenda apresenta-se só o número de uma secção por elemento.

Assim como na Fig. 5.11, na Fig. 5.12 observa-se que a armadura do Pórtico A é igual à do Pórtico C, o que mostra que o pequeno recuo efetuado no Pórtico C em nada altera o dimensionamento da estrutura.

As secções 15, 16, 17 e 18 mostram um aumento da percentagem de armadura gerado pelo recuo da estrutura. Da secção 21 para a frente, as percentagens de armadura são substancialmente maiores. Uma vez que o momento de cálculo dos pilares é obtido a partir do momento resistente das vigas, este tem, nestas secções, um valor semelhante ao dos outros pilares. Porém, estas secções são menores que as restantes, logo necessitam de maior quantidade de armadura.

Uma vez que o esforço transversal de cálculo dos pilares é obtido diretamente do momento resistente dos pilares, mantêm-se as mesmas relações para este tipo de armadura.

## 5.5. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE REGULAMENTOS

Um dos objetivos principais deste trabalho, consiste em analisar as diferenças resultantes do dimensionamento sísmico de estruturas à luz dos diferentes regulamentos considerados.

De modo a poder efetuar uma comparação de interpretação simples, os resultados apresentados estão sob a forma de rácios de armadura calculada para os diferentes regulamentos para as estruturas de classe de ductilidade média. As semelhanças entre o Eurocódigo 8 [6], o regulamento Italiano [8] e o regulamento Romeno [7] são notórias em todas as fases do dimensionamento, destacando-se o regulamento Americano [9] que não segue um procedimento idêntico aos outros.

Para uma análise mais clara dos resultados, estes são apresentados para o Pórtico A pois sendo uma estrutura regular para todos os regulamentos, evidencia melhor as diferenças entre o dimensionamento de armadura dos diversos regulamentos. Os resultados dos rácios obtidos estão igualmente agrupados de forma a que a sua apresentação se torne o mais clara possível.

No dimensionamento à flexão das vigas, como referido anteriormente, os esforços máximos atuantes são na sua maioria condicionados pela combinação de estado limite último de cargas verticais, pois o coeficiente de comportamento dos vários regulamentos é, em geral, alto o suficiente para reduzir os esforços gerados pela ação sísmica abaixo dos gerados pelas ações verticais. As Fig. 5.13 e 5.14 mostram que esse é o aspeto que distingue a armadura longitudinal das vigas obtida para os diferentes regulamentos.

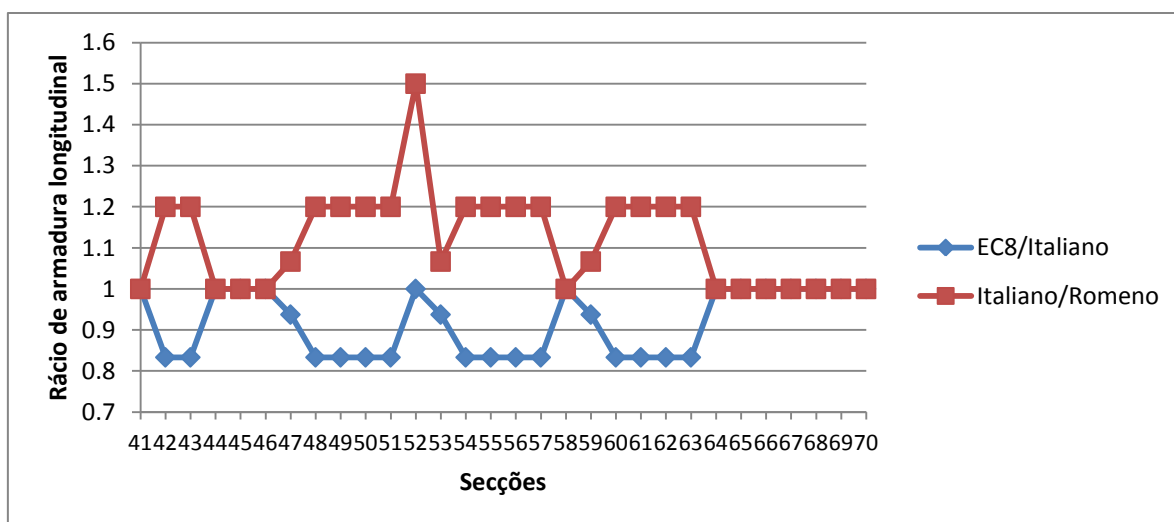


Fig. 5.13 - Rácios EC8/Italiano e Italiano/Romeno de armadura longitudinal superior das vigas do Pórtico A

Como se pode observar, o regulamento Italiano [8], que define uma combinação de cargas verticais mais exigente que o Eurocódigo 8 [6], leva a uma maior área de armadura longitudinal superior que ambos os regulamentos que lhe são comparados. O facto do coeficiente de comportamento do regulamento Italiano [8] e do Eurocódigo 8 [6] ser igual, faz com que a variação das áreas de armadura seja atribuída à combinação de cargas verticais. Ainda assim, é de salientar que os valores não são muito diferentes, nunca variando mais de 20% salvo na secção 52 em que o regulamento Italiano [8] resulta numa área de armadura 50% superior à do regulamento Romeno [7]. Esta secção, analisando o gráfico, mostra ser controlada pelo ação sísmica pois o rácio EC/Italiano para essa secção tem o valor 1, visto que os coeficientes de comportamento são iguais. O regulamento Romeno [7] tem um coeficiente de comportamento bastante superior, o que leva a um esforço atuante menor, logo a menor área de armadura necessária.

Na Fig. 5.14 pode-se analisar a razão entre as áreas de armadura obtidas pelo regulamento Romeno [7] com as do Eurocódigo 8 [6] e as do ASCE [9] com as do regulamento Italiano [8].

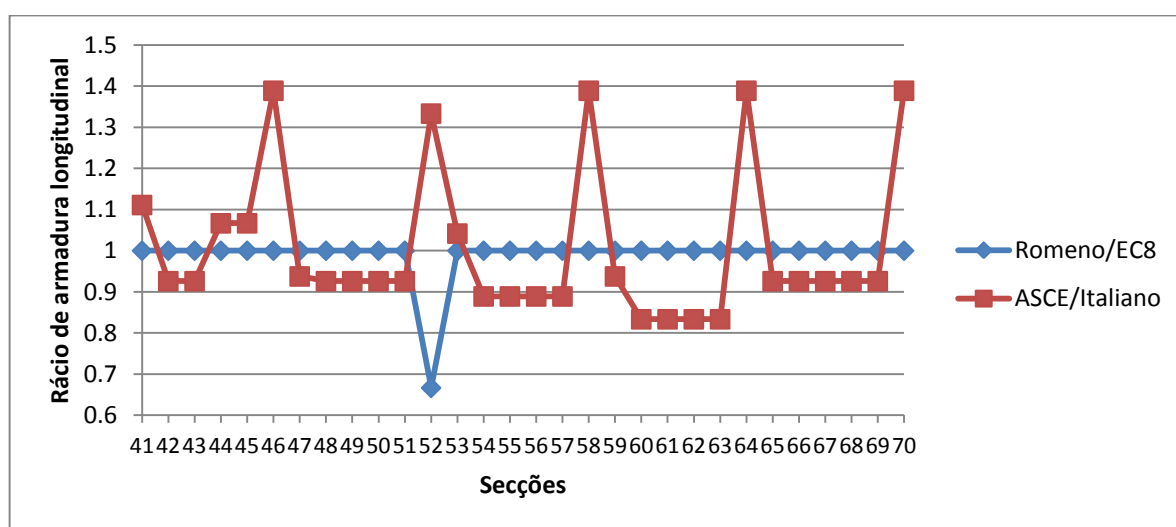


Fig. 5.14 - Rácios Romeno/EC8 e ASCE/Italiano de armadura longitudinal superior das vigas do Pórtico A

Como referido anteriormente, a combinação de cargas verticais condiciona, em geral, o valor dos momentos atuantes nas vigas. Logo, o Eurocódigo 8 [6] e o regulamento Romeno [7], que aparentam a mesma expressão para a combinação de cargas do estado limite último de cargas verticais, têm a mesma área de armadura longitudinal superior. A secção 52, é a única que demonstra a diferença nos coeficientes de comportamento entre os dois regulamentos, mostrando que o coeficiente de comportamento superior do regulamento Romeno leva a um menor esforço de flexão na secção 52.

A comparação dos resultados do regulamento Americano [9] com o regulamento Italiano [7] evidencia aspetos diferentes das comparações anteriores. Nas comparações anteriores existem vários pontos onde o valor do rácio é igual a 1. Tal se deve ao facto desses pontos corresponderem a secções onde foi utilizada a armadura mínima definida pelos regulamentos (que no caso dos 3 regulamentos comparados é a mesma). Dado que o regulamento Americano [9] define uma área de armadura mínima maior, tal leva a que se verifiquem valores dos rácios ASCE/Italiano elevados para as secções 46, 52, 58, 64 e 70 que são secções da extremidade direita da estrutura dimensionadas todas para a armadura mínima do respetivo regulamento.

A armadura longitudinal inferior das vigas nas secções extremas é condicionada pela armadura mínima de cada regulamento, pois os momentos positivos nas secções de apoio são muito pequenos

para ambas as combinações de cargas (estado limite último de cargas verticais e de ação sísmica). Como já referido, a armadura mínima longitudinal é igual para o regulamento Romeno [7], Italiano [8] e Eurocódigo 8 [6].

A Fig. 5.15 mostra o rácio entre as armaduras inferiores longitudinais dimensionadas pelo regulamento Americano [9] e Italiano [8]. Interessa salientar que apenas nas secções 46, 52, 58 e da 64 para a frente é utilizada a área de armadura mínima para a estrutura dimensionada pelo regulamento Italiano [8]. Isto deve-se ao facto do regulamento estabelecer uma regra que dita que a área de armadura da zona comprimida da viga não pode ser inferior a metade da área de armadura tracionada na mesma secção. Todas as secções da estrutura dimensionada pelo regulamento Italiano [8], regulamento Romeno [7] e Eurocódigo 8 [6], excetuando as aqui já referidas, são condicionadas por esta regra. Assim sendo, o gráfico que relaciona o regulamento Italiano [8] e o regulamento Americano [9] quanto à área de armadura longitudinal inferior é constante nessas secções em que o rácio é inferior a 1 mas aumenta para 1.4 nas secções onde ambos os regulamentos usam a armadura mínima, mostrando que a armadura mínima longitudinal Americana para as vigas é 40% superior à dos outros regulamentos.

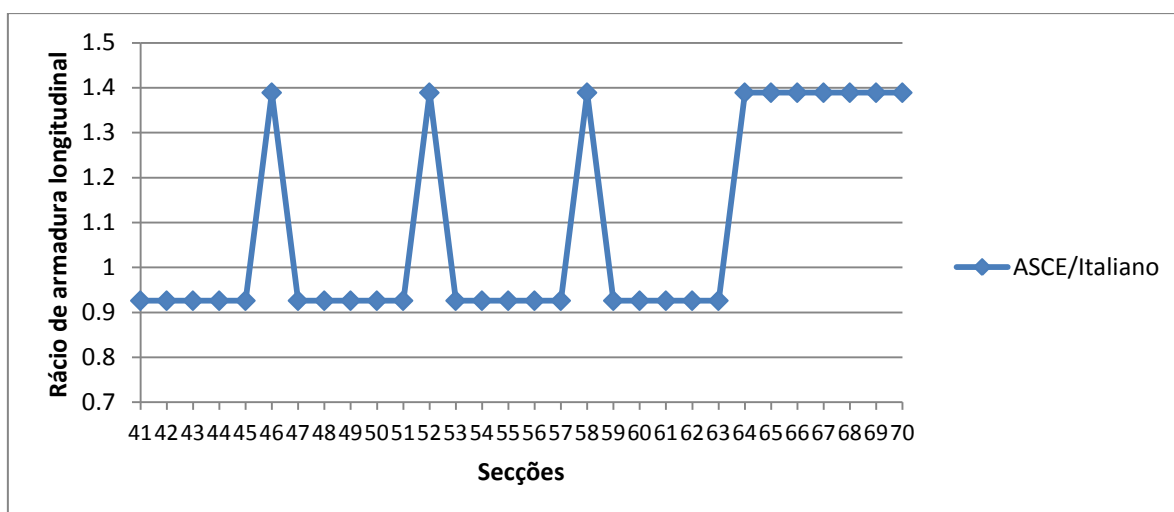


Fig. 5.15 - Rácio ASCE/Italiano de armadura longitudinal inferior das vigas do Pórtico A

A armadura transversal das vigas é condicionada pela armadura mínima para todos os regulamentos analisados no presente estudo. Em todos eles, o espaçamento máximo condiciona a armadura a utilizar pois, os regulamentos sísmicos são bastante rígidos na cintagem dos elementos por forma a garantir a ductilidade dos elementos. O regulamento Americano [9] é menos rígido que os outros regulamentos em estudo pois apresenta um espaçamento máximo duas vezes superior ao dos outros regulamentos, os quais têm um espaçamento máximo igual entre eles. Assim, os valores dos rácios entre armadura transversal das viga são 1 para os regulamentos Europeus e 0.5 para o rácio ASCE/Italiano.

Nas Fig. 5.16 e 5.17 pode-se observar o rácio dos valores das áreas de armadura longitudinal dos pilares para os regulamentos em análise. Estes estão apenas apresentados para um valor por secção dado que as armaduras dos pilares são constantes ao longo de todo o pilar.

Como já observado anteriormente, grande parte dos pilares é dimensionada para a armadura mínima. Isto deve-se a dois fatores, sendo um deles os reduzidos valores de esforço axial e de momento de cálculo a que os pilares estão sujeitos, o que resulta assim em valores de armadura necessária

igualmente baixos. O outro fator é a elevada exigência dos regulamentos sísmicos que determina áreas de armadura mínima elevadas por forma a não comprometer a segurança da estrutura.

Na Fig. 5.16 é claramente visível a diferença no fator de sobre-resistência entre os diferentes regulamentos. Entre o Eurocódigo 8 [6] e o regulamento Italiano [8], salvo os pontos onde ambos estão dimensionados para a armadura mínima, o Eurocódigo 8 [6] exhibe valores na ordem dos 30% superiores. Isto deve-se ao facto do fator de sobre-resistência ser superior no Eurocódigo 8 [6],  $\gamma_{Rd} = 1.3$ , em relação ao do regulamento Italiano [8], onde  $\gamma_{Rd} = 1.1$ . Este fator, tal como referido no Capítulo 4, afeta o momento resistente das vigas de modo a ser obtido o momento resistente pretendido nos pilares. Assim sendo, a diferença entre estes dois regulamentos seria maior caso a armadura longitudinal das vigas fosse igual nos dois regulamentos e não superior no Italiano como realmente acontece.

Em relação ao rácio Italiano/Romeno as mesmas observações podem ser feitas. Porém, as diferenças são menores, levando a uma redução máxima de 25% da armadura longitudinal nos pilares. O fator de sobre-resistência considerado pelo regulamento Romeno [7],  $\gamma_{Rd} = 1.2$ , é mais próximo daquele que é considerado pelo regulamento Italiano [8], o que faz com que os seus valores de área de armadura não sejam muito superiores. Para além disso, em relação a estes dois regulamentos, a maior percentagem de armadura longitudinal das vigas também se verifica para o regulamento Italiano [8] o que faz com que a diferença no fator de sobre-resistência seja ainda menos relevante.

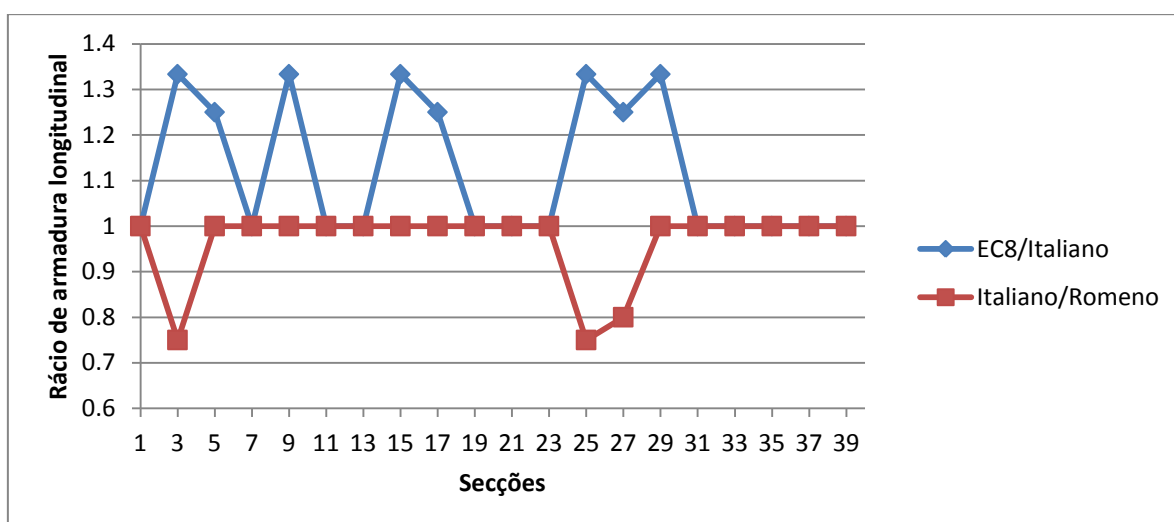


Fig. 5.16 - Rácios EC8/Italiano e Italiano/Romeno de armadura longitudinal dos pilares do Pórtico A

Na Fig. 5.17 pode-se observar que o rácio Romeno/EC8 anda sempre na unidade ou abaixo. Este rácio é igual a 1 quando as armaduras são condicionadas pela armadura mínima, que são iguais para os três regulamentos Europeus. Ainda assim, este facto não acontece tantas vezes como no rácio Italiano/Romeno, pois o fator de sobre-resistência elevado do EC8 [6] faz com que haja menos pilares dimensionados para a armadura mínima, comparativamente com os do regulamento Romeno [7] ou os do regulamento Italiano [8]. A diferença no mesmo fator entre o EC8 [6] e o regulamento Romeno [7] leva a que o valor do rácio das armaduras longitudinais dos pilares seja por vezes inferior a 0.8, isto é, o regulamento Romeno resulta em alguns pilares com uma área de armadura longitudinal cerca de 20% inferior à do método do Eurocódigo 8 [6].

A comparação entre o regulamento Italiano [8] e o ASCE [9] mostra, devido à regularidade do gráfico no mesmo valor, que, em ambos os casos, a maior parte dos pilares está dimensionada para a armadura

mínima, variando apenas quando o valor dessa armadura relativa à do regulamento Italiano [8] varia. Assim pode-se deduzir que todos os pilares da estrutura dimensionada pelo regulamento Americano [9] estão dimensionados para a armadura mínima, facto que se deve ao conjunto de valores baixos de esforço axial, e, principalmente, de momentos de cálculo. Estes momentos, ao contrário dos outros regulamentos, são obtidos pela análise linear plana da estrutura. A grande diferença entre valores de armadura mínima não deve ser considerada muito relevante, pois estes valores não são realmente aqueles que os regulamentos definem, como já foi observado anteriormente. Os valores mínimos definidos pelos regulamentos, são estabelecidos para área total de armadura no pilar, isto é, área de armadura para resistir à flexão desviada. Uma vez que a estrutura apenas foi analisada numa direção, os valores mínimos foram adaptados, dando origem a estas diferenças que nem sempre traduzem o que é exigido pelos regulamentos.

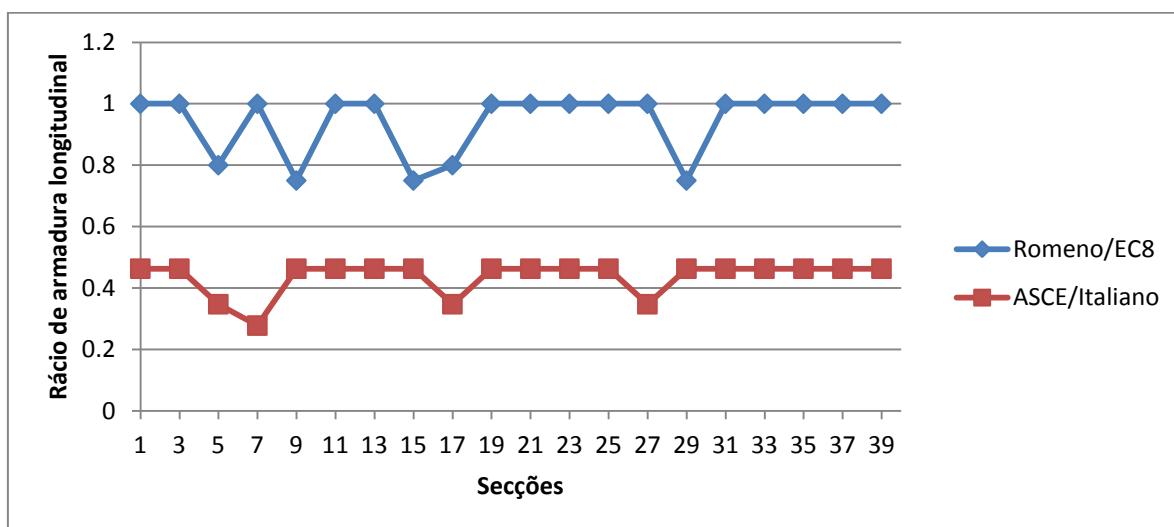


Fig. 5.17 - Rácios Romeno/EC8 e ASCE/Italiano de armadura longitudinal dos pilares do Pórtico A

Pela análise da Fig. 5.18 pode-se concluir que o regulamento Italiano [8] impõe uma área de armadura transversal mínima muito elevada. Sendo o esforço transversal de cálculo nos pilares diretamente proporcional à armadura longitudinal neles existente, faz sentido que o Eurocódigo 8 [6], de todos os regulamentos analisados, seja aquele que resulta em maior área transversal de armadura nos pilares necessária para resistir a um maior esforço transversal de cálculo. Como se vê na Fig. 5.18, a área de armadura transversal correspondente ao Eurocódigo 8 [6] varia entre 40% a 70% da armadura mínima exigida pelo regulamento Italiano [8].

O regulamento Romeno [7], também ele foi dimensionado na sua maioria para a armadura transversal mínima resultante da imposição do espaçamento máximo. Tal pode ser observado pois o rácio Italiano/Romeno é constante para todos os pilares exceto em três que são os mais solicitados. Daqui pode-se concluir que a armadura mínima do regulamento Italiano [8] é 2.2 vezes superior à mínima do regulamento Romeno [7], sendo que ambas dependem da geometria da secção, logo este valor não será igual para todas as estruturas.

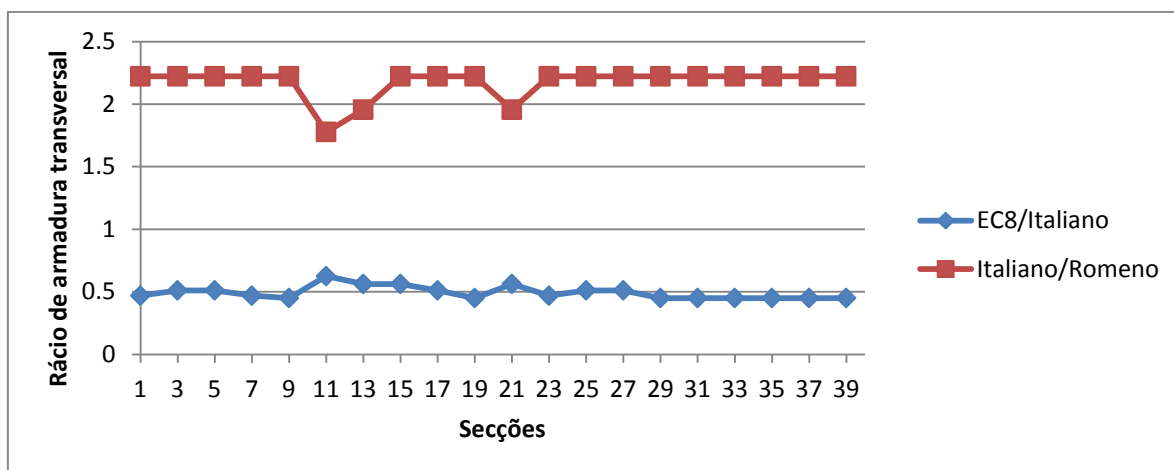


Fig. 5.18 - Rácios EC8/Italiano e Italiano/Romeno de armadura transversal dos pilares do Pórtico A

Da Fig. 5.19 salienta-se que também a estrutura dimensionada pelo regulamento Americano [9] resultou na colocação da armadura transversal mínima para todos os pilares. Observa-se igualmente que o regulamento Americano [9] impõe uma percentagem de armadura transversal alta para os pilares sendo esta mais de 80% da armadura mínima Italiana que é ainda mais elevada.

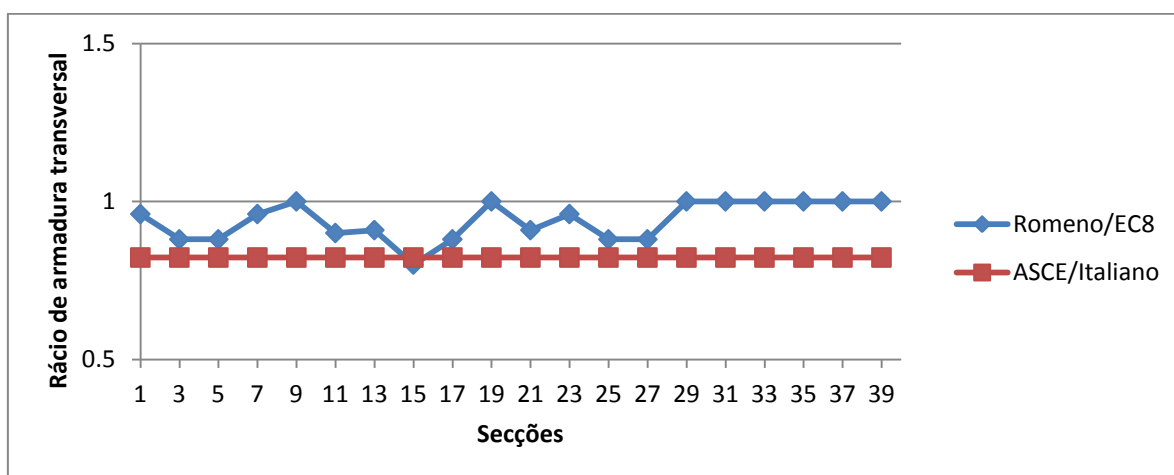


Fig. 5.19 - Rácios Romeno/EC8 e ASCE/Italiano de armadura transversal dos pilares do Pórtico A

Para o regulamento Romeno [7] e o Eurocódigo 8 [6], pode-se ver que ambos têm a mesma armadura mínima que foi colocada nos pilares correspondentes às secções 9, 19 e da 29 para a frente. No resto dos pilares, como seria de esperar, o Eurocódigo 8 [6] conduz a uma percentagem de armadura superior pois também a percentagem de armadura longitudinal é superior.





# 6

## ANÁLISE NÃO LINEAR DAS ESTRUTURAS DIMENSIONADAS

Neste capítulo, são apresentados os resultados de análises não lineares estáticas que foram efetuadas nas 3 estruturas em análise, Pórtico A, Pórtico B e Pórtico C. Serve o presente capítulo para avaliar a influência dos dimensionamentos efetuados, analisando os deslocamentos obtidos para os vários pisos das estruturas e o nível de ductilidade atingido pelos elementos estruturais.

Ao longo do trabalho, foram estudados quatro regulamentos, segundo os quais todas as estruturas foram dimensionadas. Porém, como observado no capítulo anterior, na secção 5.5, os resultados entre eles foram bastante semelhantes, pelo que se considerou desnecessário efetuar análises não lineares para todos eles. Assim, foram escolhidas as estruturas dimensionadas pelo foi o EC8 [6], uma vez que, como já foi referido, este é tido como base no presente trabalho.

Para cada regulamento, foram dimensionados 3 pórticos diferentes. Cada pórtico foi dimensionado para duas classes de ductilidade diferentes; classe de ductilidade baixa e classe de ductilidade média. As estruturas de ductilidade média foram dimensionadas como estruturas regulares em altura e como irregulares, caso não verificassem os critérios exigidos pelo respetivo regulamento que definem a regularidade em altura. Como observado na secção 5.2, as exigências efetuadas para as estruturas consideradas irregulares em altura, resultaram em poucas ou nenhuma alteração em termos de dimensionamento das estruturas de classe de ductilidade média. Isto deve-se ao facto de que para ambos os tipos de estrutura (regular e irregular em altura) o coeficiente de comportamento é elevado o suficiente para que o momento condicionante nas vigas (esforço que condiciona todo o dimensionamento) seja devido às ações verticais e não à ação sísmica. Para o regulamento aqui considerado, o EC8 [6], o dimensionamento dos 3 pórticos resultou em estruturas exatamente iguais, quer fossem regulares ou irregulares, levando a que as análises não lineares dessas duas estruturas apresentassem os mesmos resultados. Logo, serão tratados a partir daqui apenas os resultados da análise não linear dos 3 pórticos dimensionados para classe de ductilidade baixa e classe de ductilidade média, como estrutura regular.

### 6.1. ANÁLISE PUSHOVER

O método de análise estática não linear, conhecido como análise *pushover* é um método muito utilizado para a verificação do dimensionamento estrutural pois permite-nos obter resultados sobre o desempenho, os esforços e a ductilidade da estrutura em estudo, resultados esses que não são possíveis

de obter com uma análise linear, mas que também não exigem o esforço de cálculo duma análise não linear dinâmica.

Através da análise *pushover* podemos obter a curva de capacidade da estrutura que relaciona o deslocamento de um nó de controlo com o corte basal global da estrutura, permitindo assim avaliar qual o comportamento da estrutura em análise para determinado nível de ação sísmica através de estimativas realistas de esforços e deformações.

No presente estudo, o método utilizado para efetuar a análise *pushover* é o método proposto pelo EC8 [6]. Este impõe que sejam aplicadas duas distribuições verticais de cargas laterais:

- uma distribuição "uniforme", baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura;
- uma distribuição "modal", proporcional à distribuição de forças laterais correspondente ao 1º modo de vibração na direção considerada.

O EC8 [6] refere também que, para fazer uma verificação do desempenho estrutural de edifícios como alternativas ao cálculo baseado numa análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento  $q$ , deve-se utilizar como base de cálculo o deslocamento-alvo. O deslocamento-alvo é a exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástica em deslocamentos para um sistema equivalente com um grau de liberdade.

Para determinar o deslocamento-alvo, o EC8 [6] estabelece um procedimento que começa pela determinação das forças laterais normalizadas:

$$F_i = m_i * \Phi_i \quad (6.1)$$

em que:

$F_i$  - força lateral normalizada do piso  $i$ ;

$m_i$  - massa do piso  $i$ ;

$\Phi_i$  - coordenada modal normalizada do piso  $i$  correspondente ao primeiro modo de vibração.

Como passo seguinte, o EC8 [6] define a transformação do sistema de vários graus de liberdade num sistema equivalente de um grau de liberdade. Para efetuar essa transformação é necessário determinar o coeficiente de transformação que é obtido por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i * \Phi_i^2} \quad (6.2)$$

onde:

$m^*$  - massa de um sistema equivalente com um grau de liberdade -  $m^* = \sum m_i \Phi_i$ .

Utilizando a curva de capacidade da estrutura, determinada através do software SAP2000 [15], e efetuando a sua bilinearização como demonstrado na Fig.6.1, foi calculado o deslocamento limite de cedência do sistema idealizado com um grau de liberdade  $d_y^*$  através da expressão:

$$d_y^* = 2 * (d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \quad (6.3)$$

em que:

$F_y^*$  - resistência última do sistema idealizado (igual à força de corte na base para formação do mecanismo plástico);

$d_m^*$  - deslocamento correspondente à resistência última do sistema idealizado;

$E_m^*$  - energia de deformação até à formação do mecanismo plástico.

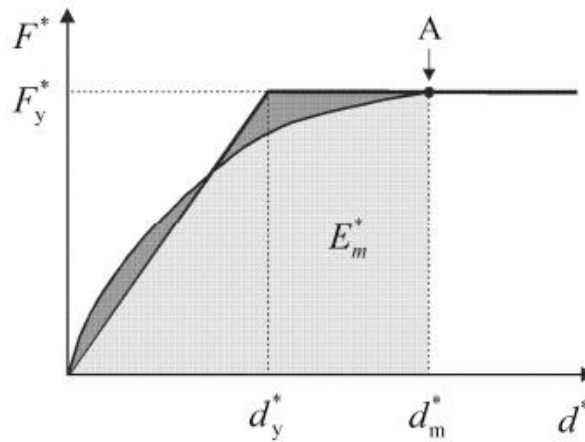


Fig. 6.1 - Curva de capacidade da estrutura e bilinearização da mesma

O período  $T^*$  do sistema idealizado equivalente com um grau de liberdade é determinado por:

$$T^* = 2 * \pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (6.4)$$

Uma vez que as estruturas em análise têm períodos  $T^*$  considerados médios e longos,  $T^* \geq T_c$ , o deslocamento-alvo para o sistema com um grau de liberdade ( $d_t^*$ ) é igual ao deslocamento-alvo da estrutura com um comportamento elástico ilimitado ( $d_{et}^*$ ) que é dado por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) * \left[ \frac{T^*}{2 * \pi} \right]^2 \quad (6.5)$$

Para determinar o deslocamento-alvo para o sistema com vários graus de liberdade relativo ao nó de controlo, recorreu-se à expressão:

$$d_t = \Gamma * d_t^* \quad (6.6)$$

## 6.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DAS ESTRUTURAS

Cada elemento estrutural concentra o comportamento não linear em duas rótulas plásticas localizadas nas suas extremidades (onde se espera que ocorra o comportamento não linear devido à ação sísmica).

O comportamento não linear dessas rótulas foi definido por um lado admitindo um comprimento igual a meia altura da secção do pilar e igual à altura da secção nas vigas, e por outro, considerando uma curva momento-curvatura não linear para o comportamento monotónico.

As curvas momento-curvatura foram calculadas com base em Arêde (1997) e Arêde e Pinto (1996).

## 6.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Para as estruturas analisadas, obtiveram-se diferentes deslocamentos-alvo, variando este com a estrutura analisada, com a ductilidade admitida para as estruturas e com o tipo de distribuição de carga

lateral aplicada. Como se pode observar no Quadro 6.1, o deslocamento-alvo é menor para uma distribuição uniforme das cargas aplicadas.

Na secção 5.4 do presente estudo, verificou-se que, de um modo geral, as percentagens de armadura para os diferentes pórticos, para o mesmo regulamento, eram idênticas, sendo que o Pórtico B possuía uma maior percentagem de armadura longitudinal e transversal do que os outros dois pórticos essencialmente nos pilares. Uma vez que a ductilidade depende essencialmente da armadura transversal da estrutura, o Pórtico B é aquele a quem são exigidos níveis mais elevados de ductilidade. Por seu lado, o deslocamento-alvo depende essencialmente do período da estrutura, que, como exemplificado em 4.3, é tanto maior quanto menor for a rigidez da estrutura. No Quadro 6.1, pode observar-se que o Pórtico B possui maiores deslocamentos-alvo, pois é aquele que tem menor rigidez, devido ao recuo da estrutura, e consequente maior período.

Quadro 6.1 - Deslocamento-alvo das estruturas analisadas

	Pórtico A-DCL	Pórtico A-DCM	Pórtico B-DCL	Pórtico B-DCM	Pórtico C-DCL	Pórtico C-DCM
Deslocamento- alvo - D.U. (m)	0.084	0.089	0.099	0.103	0.088	0.092
Deslocamento- alvo - D.M. (m)	0.093	0.100	0.102	0.108	0.095	0.101

Em que:

D.U. - distribuição de carga uniforme;

D.M. - distribuição de carga modal;

DCL - classe de ductilidade baixa;

DCM - classe de ductilidade média.

Observa-se também no Quadro 6.1 que todas as estruturas, incluindo as de classe de ductilidade baixa, têm deslocamentos-alvo bastante elevados, com valores compreendidos entre os 8 cm e os 11 cm. Porém, como se pode observar nas Fig. 6.2 e 6.3, a curva de comportamento da estrutura dimensionada para a classe de ductilidade baixa assume um comportamento linear até um valor mais alto de deslocamento, até cerca de 0.06m, ao contrário da curva de comportamento da estrutura dimensionada para a classe de ductilidade média que demonstra um comportamento não linear a partir dum deslocamento de 0.03m. Pode observar-se ainda no Quadro 6.1 que as estruturas de classe de ductilidade média têm deslocamentos-alvo maiores que as estruturas de classe de ductilidade baixa, tal como esperado, pois o dimensionamento das estruturas de ductilidade média pressupõe que ocorre comportamento não linear mais significativo quando sujeitas a sismo.

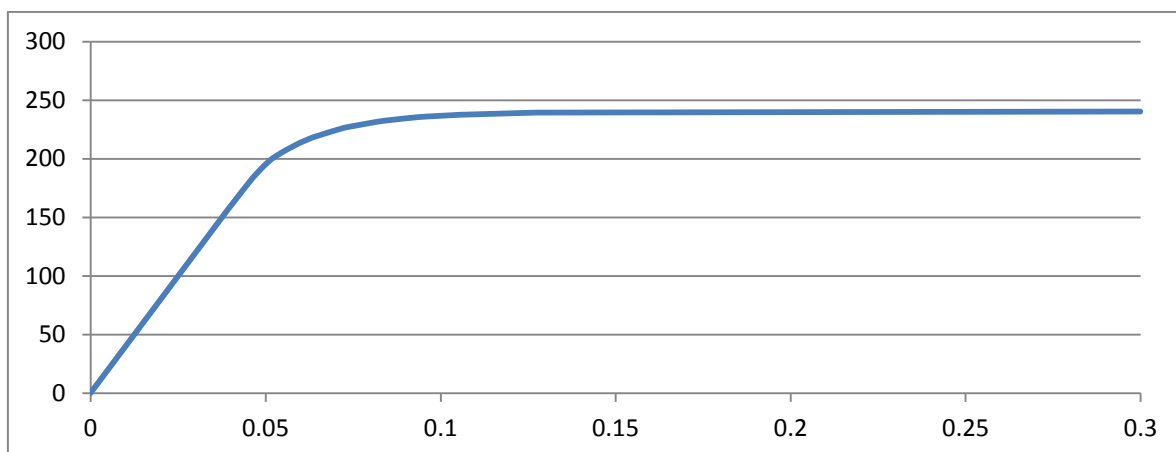


Fig. 6.2 - Curva de comportamento da estrutura do Pórtico A para a classe DCL sujeita a uma distribuição de carga modal

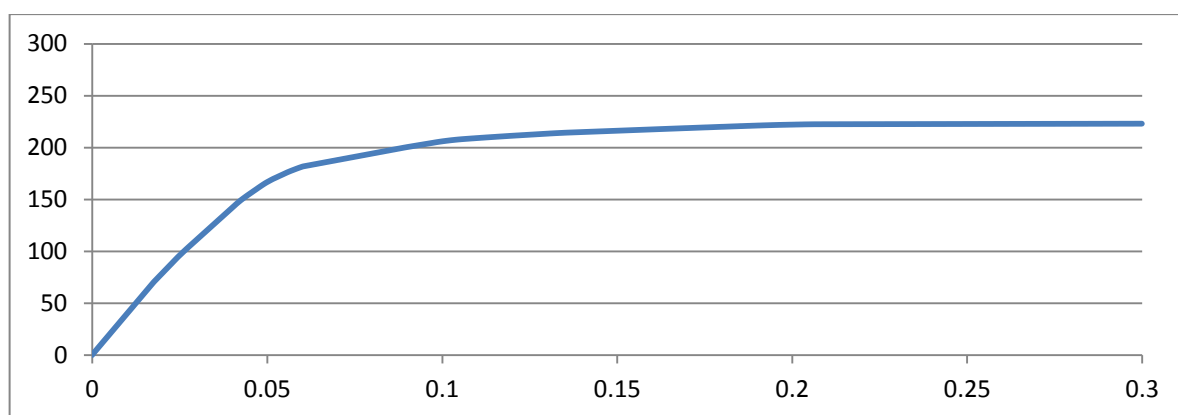


Fig. 6.3 - Curva de comportamento da estrutura do Pórtico A para a classe DCM sujeita a uma distribuição de carga modal

Os deslocamentos relativos entre pisos (*drifts*) variam, nos casos analisados, proporcionalmente ao deslocamento-alvo. Assim, o Pórtico B é aquele que apresenta maiores *drifts* especialmente para a distribuição de cargas modal e para a estrutura de classe de ductilidade média. No Quadro 6.2 pode ser observada a evolução dos *drifts* em altura para o Pórtico B e para a distribuição de carga modal quando se atinge o deslocamento-alvo.

Quadro 6.2 - Deslocamentos relativos entre pisos do Pórtico B DCM para a distribuição de cargas modal

Piso	Deslocamento relativo (m)	Deslocamento relativo (%)
5	0.0614	2.05
4	0.0483	1.61
3	0.0411	1.37
2	0.0250	0.83
1	0.0171	0.57

Nas Fig. 6.4 e Fig. 6.5 apresentam-se as deformadas do Pórtico A para a classe de ductilidade baixa e média, respetivamente, sujeitas a uma distribuição de carga modal, impondo o correspondente deslocamento-alvo no topo.

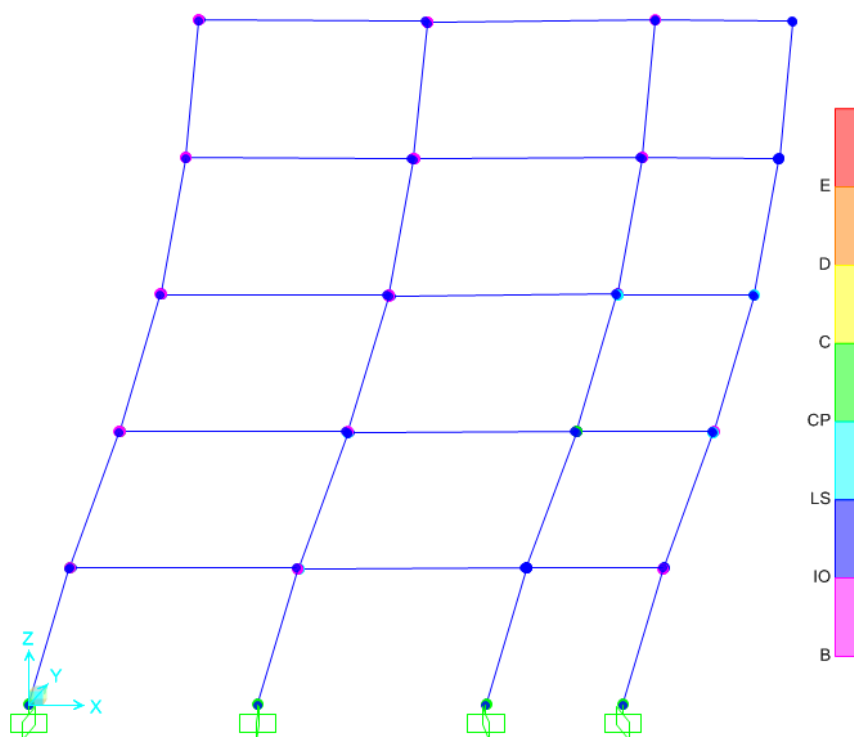


Fig. 6.4 - Deformada do Pórtico A DCL para a distribuição de carga modal

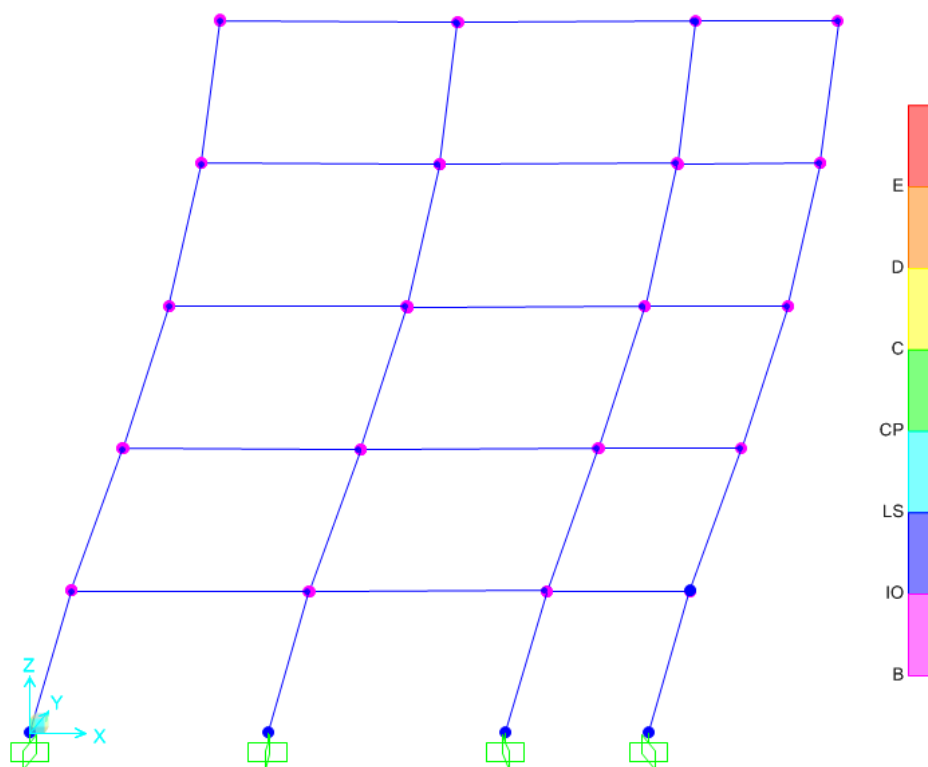


Fig. 6.5 - Deformada do Pórtico A DCM para a distribuição de carga modal

Em que os níveis de exigência de ductilidade estão legendados por:

- B - Ponto de cedência;
- IO - Critério de  $q/2$  vezes a deformação de cedência;
- LS - Critério de  $q$  vezes a deformação de cedência;
- CP - Critério de  $1.5q$  vezes a deformação de cedência;

Em que:

$q$  - coeficiente de comportamento.

Para os pontos C, D e E, o seu valor varia para as vigas e para os pilares. Para as vigas:

- C - Ponto de comportamento último;
- D - Ponto de momento igual a metade do momento último e de curvatura igual à curvatura última;
- E - Ponto de momento igual a metade do momento último e de curvatura 5 vezes a curvatura última.

Para os pilares:

- C - Ponto intermédio;
- D - Ponto de comportamento último;
- E - Ponto de momento igual ao momento último e de curvatura 5 vezes a curvatura última.

Como se pode observar, as deformadas laterais são semelhantes, porém, o nível de ductilidade exigido às rótulas é diferente. Na estrutura dimensionada para uma classe de ductilidade baixa, todas as rótulas dos pilares assumem um comportamento elástico, excetuando as rótulas dos apoios da estrutura onde se verificam rotações entre 2 a 2.5 vezes a rotação de cedência das rótulas. Nas vigas da mesma

estrutura, verifica-se que muitas delas assumem já um comportamento plástico, sendo que o valor máximo de ductilidade atingida é de 2.1 vezes a rotação de cedência, um valor da mesma ordem de grandeza da ductilidade máxima exigida nos apoios. Na Fig. 6.5 pode confirmar-se que para a estrutura dimensionada para a classe de ductilidade média, a maioria das rótulas encontram-se entre o nível B e o seguinte, sendo que apenas as rótulas dos apoios estão no nível seguinte de ductilidade.

Na estrutura dimensionada para a classe de ductilidade baixa, vários rótulas dos pilares estão já em comportamento plástico. O valor máximo de exigência de ductilidade observa-se nos apoios e é de 2.9 vezes a rotação de cedência. Para as restantes rótulas dos pilares o valor máximo é 1.8. Para as vigas, o valor máximo de rotação é de 2.1 vezes a rotação de cedência, como para as estruturas de ductilidade média. Na Fig. 6.4 observa-se então que a maioria das rótulas se encontra no nível IO logo, mais solicitadas que na estrutura da Fig. 6.5. As rótulas dos apoios e algumas rótulas do segundo e terceiro piso do lado direito da estrutura encontram-se mesmo no nível LS.

Das Fig. 6.6 e Fig. 6.7 pode tirar-se a mesma conclusão, pois, as rótulas da estruturas dimensionada para uma classe de ductilidade média estão num nível de exigência de ductilidade inferior às da estrutura dimensionada para uma classe de ductilidade baixa.

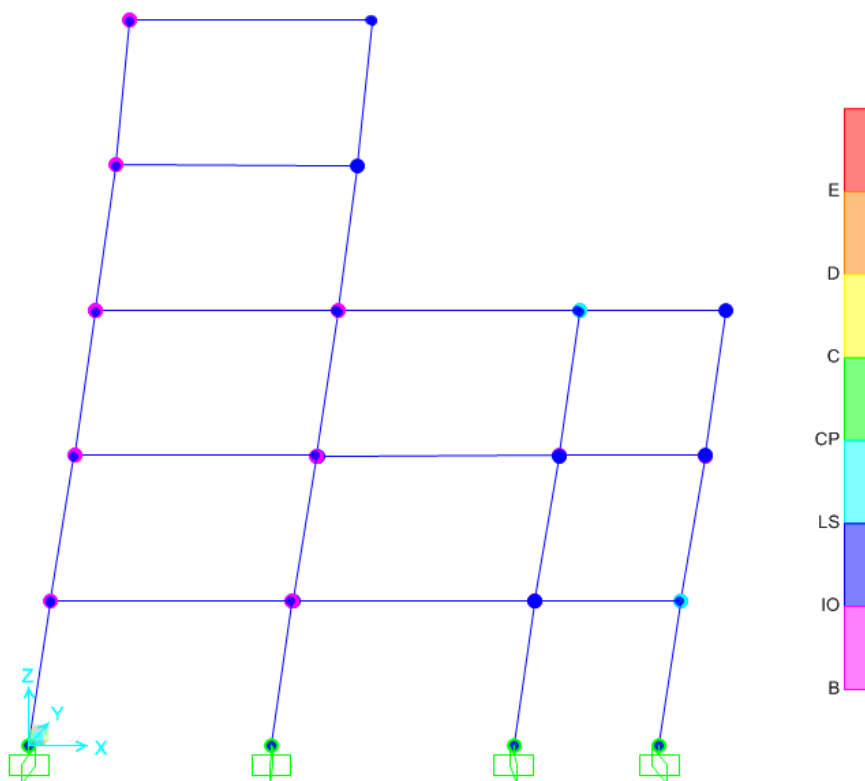


Fig. 6.6 - Deformada do Pórtico B DCL para distribuição de carga modal



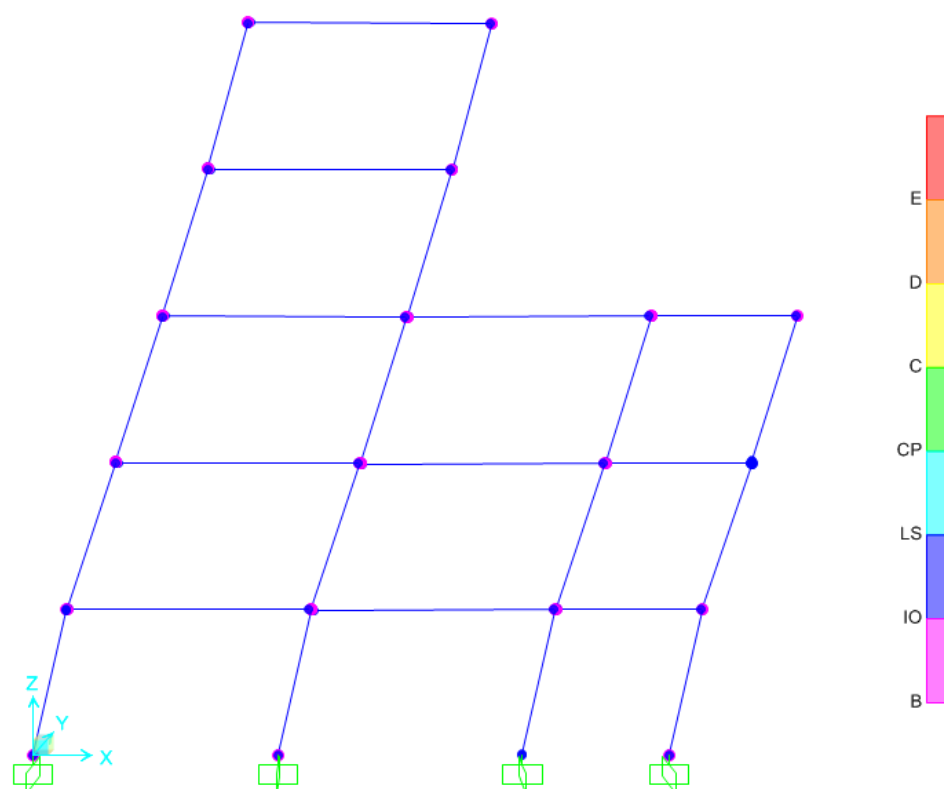


Fig. 6.7 - Deformada do Pórtico B DCM para distribuição de carga modal

Da análise do Pórtico B para a classe de ductilidade baixa, resultaram valores exigência de ductilidade nas rótulas dos apoios idênticas às do Pórtico A. Porém, nas restantes rótulas dos pilares os valores de ductilidade são inferiores, sendo que o valor máximo é de 1.3 vezes a rotação de cedência, valor este que se verifica na rótula superior do pilar situado na zona inferior ao recuo, rótula essa atribuída ao nível LS como indicado na Fig. 6.6. As rótulas das vigas deste pórtico têm também valores máximos de exigência de ductilidade inferiores ao do Pórtico A, sendo o valor máximo de 1.4 vezes a rotação de cedência.

A estrutura do Pórtico B dimensionada para a classe de ductilidade média também exibe valores de exigência de ductilidade inferiores à análoga do Pórtico A. Para as rótulas dos apoios os valores são bastante inferiores. Um dos apoios exibe um comportamento elástico e o valor máximo de ductilidade exigida nos apoios é de 1.4. As restantes rótulas dos pilares têm todas comportamento elástico. Para as vigas o valor máximo de exigência é 2.0, sendo este mais semelhante com os valores do Pórtico A.



# 7

## CONCLUSÃO

### 7.1. CONCLUSÕES FINAIS

O objetivo final deste trabalho consistiu em avaliar o dimensionamento de estruturas de betão armado por diversos regulamento sísmicos. Com base nos resultados obtidos do trabalho, referem-se as seguintes conclusões:

- O dimensionamento sísmico de estruturas de classe de ductilidade média, resulta em maiores percentagens de armadura nos elementos estruturais do que o dimensionamento sísmico de estruturas de classe de ductilidade baixa. Isso prende-se no facto das estruturas de ductilidade média serem dimensionadas tendo em conta a não linearidade dos materiais e assim são tidos em conta os seus esforços resistentes e não os atuantes. Daqui resulta que a diferença nas percentagens de armadura se verifique principalmente nos pilares, pois o regulamento procura garantir que as rótulas plásticas não se formam nestes para evitar a rotura da estrutura. De salientar também a grande diferença nos valores da percentagem de armadura transversal, tanto em vigas como em pilares, pois um comportamento dúctil adequado apenas pode ser garantido através duma cintagem eficaz dos elementos.
- O dimensionamento de estruturas pelos diferentes regulamentos analisados leva a resultados bastante semelhantes entre eles pois os métodos de cálculo são bastante idênticos. A principal diferença, e que levou a algumas diferenças entre eles, foram algumas disposições construtivas que levaram à utilização de armaduras mínimas diferentes. O regulamento Americano [9], destacou-se dos outros três regulamentos estudados. Porém, o seu método de dimensionamento não foi seguido em pleno pois várias adaptações tiveram de ser feitas por forma a que este trabalho pudesse ser realizado de forma consistente. No entanto, ficou claro que o regulamento Americano [9] é bastante completo e leva a estruturas com bom comportamento estrutural.
- A consideração da irregularidade em altura de estruturas de betão armado não levou a qualquer diferença nos resultados do dimensionamento sísmico. A consideração de um coeficiente de comportamento mais elevado para estruturas de ductilidade média leva a que, em quase toda a estrutura, os esforços atuantes sejam condicionados pela combinação de cargas verticais. A redução do coeficiente de comportamento imposta para estruturas irregulares em altura anula um pouco esse efeito, fazendo com que a ação sísmica tenha outro peso. Porém, essa redução de  $q$  mostrou-se insuficiente para provocar qualquer alteração no dimensionamento da estrutura.
- Nas estruturas de baixa ductilidade formaram-se rótulas, tanto em vigas como em pilares, com um exigência de ductilidade baixa, na ordem do coeficiente de comportamento. Para as estruturas de ductilidade média formaram-se rótulas apenas nas vigas, assumindo os pilares um comportamento elástico. Porém, ao contrário do esperado, as vigas demonstraram um

nível de exigência de ductilidade baixo, demonstrando a estrutura um reserva de capacidade de deformação, pois demonstrou níveis de exigência de ductilidade abaixo do coeficiente de comportamento.

## **7.2. DESENVOLVIMENTO FUTURO**

Com base nos resultados obtidos neste trabalho, salienta-se a necessidade de realizar mais estudos semelhantes considerando outras configurações estruturais e outros zonamentos sísmicos de modo a verificar se alguma das conclusões observadas se mantêm.

Além disso, sugere-se que a avaliação de comportamento e desempenho das estruturas dimensionadas seja realizado através de análises não lineares dinâmicas de modo a obter uma leitura mais realista do seu comportamento não linear e das exigências de ductilidade.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Al-Ali, A., Krawinkler, H. *Effects of vertical irregularities on seismic behavior of building structures*. Report No. 130, December 1998, pp. 1-221, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering – Stanford University.
- [2] Romão, X., et al. *Seismic behavior of reinforced concrete frames with setbacks*. 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, August 2004, Vancouver, Canada, Paper No. 2443, pp. 1-14.
- [3] Sadashiva, V., et al. *Seismic response of structures with coupled vertical stiffness-strength irregularities*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 41, 30/11/2011, pp. 119-138, Wiley Online Library.
- [4] Salawdeh, S. *Displacement based design of vertically irregular frame-wall structures*. Master Degree Dissertation (Earthquake Engineering and Engineering Seismology), Università degli Studi di Pavia, 2009.
- [5] De Stefano, M., Pintucchi, B. *A review of research on seismic behavior of irregular building structures since 2002*. Bull Earthquake Eng, No. 6, 23/11/2007, pp. 285-308, Springer.
- [6] European Committee for Standardization. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. EN 1998-1, Brussels, Belgium, 2004.
- [7] Ministry of Transport, Construction and Tourism. *Seismic Design Code - Part 1: Design Rules for Buildings (Cod de proiectare – Partea I: Prevederi de proiectare pentru cladiri – in Romanian)*. P100-1, Bucharest, Romania, 2012.
- [8] Il Ministro delle Infrastrutture di concerto con il Ministro dell' Interno e con il Capo Dipartimento della Protezione Civile. *Decreto del Ministero delle infrastrutture 14 gennaio 2008 - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (pubblicato nella G.U. n°29 del 04/02/2008 - suppl. ord. n°30)*. Italy, 2008.
- [9] American Society of Civil Engineers. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10, Reston, Virginia, USA, 2010.
- [10] <http://www.isatsb.com/Seismic-Design-Category.php> 18/03/2013.
- [11] <http://www.isatsb.com/Importance-Factor-Occupancy-Category.php> 18/03/2013.
- [12] European Committee for Standardization. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings*. EN 1991-1-1, Brussels, Belgium, 2002.
- [13] American Concrete Institute. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI318M-11, Farmington Hills, Michigan, USA, 2011.
- [14] Instituto Português da Qualidade. *Portuguese National Annex to Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. NP EN 1998-1, Lisbon, Portugal, 2010.
- [15] Computers and Structures, Inc. – Structural and Earthquake Engineering Software. *SAP 2000 Ultimate v.15.2.0*. Structural Analysis Program.
- [16] European Committee for Standardization. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. EN 1992-1, Brussels, Belgium, 2004.

- [17] European Committee for Standardization. *Eurocode 0: Basis of structural design*. EN 1990, Brussels, Belgium, 2002.
- [18] Barros, H., Figueiras, J. *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*. FEUP edições, Porto, 2010.
- [19] Lopes, M., et al. *Sismos e Edifícios*. Edições Orion, Amadora, 2008.
- [20] Asociația de Standardizare din România . *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. SR EN 1992-1-1, Bucharest, Romania, 2004.
- [21] Ministry of Transport, Construction and Tourism. *Basis of structural design (Cod de proiectare – Bazele proiectării structurilor în construcții – in Romanian)*. CR 0-2005, Bucharest, Romania, 2006.







# **ANEXOS**

## A.1 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO A PELO EC8 PARA A CLASSE DCL

Quadro A.1.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ16	2Φ10	2Φ16	2Φ16	2Φ10	3Φ12	3Φ12	2Φ10	3Φ12
Piso 4	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	3Φ16	3Φ16	2Φ10	3Φ16
Piso 3	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16
Piso 2	5Φ12	2Φ10	5Φ16	5Φ16	2Φ10	5Φ16	5Φ16	2Φ10	5Φ16
Piso 1	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16

Quadro A.1.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ10	2Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10
Piso 4	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ10	3Φ12
Piso 3	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12
Piso 2	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16
Piso 1	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12

Quadro A.1.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.23	Φ6//0.23	Φ6//0.23
Piso 4	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.18
Piso 3	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.14
Piso 2	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.12
Piso 1	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.13

Quadro A.1.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4Φ12	4Φ12	6Φ12	4Φ12
Piso 4	4Φ12	4Φ12	6Φ12	4Φ12
Piso 3	4Φ12	4Φ12	6Φ12	4Φ12
Piso 2	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12
Piso 1	6Φ12	4Φ12	6Φ12	6Φ12

Quadro A.1.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18
Piso 4	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18
Piso 3	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18
Piso 2	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18
Piso 1	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18	Φ6//0.18

## A.2 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO A PELO REGULAMENTO ITALIANO PARA A CLASSE DCL

Quadro A.2.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ16	2Φ10	2Φ16	2Φ16	2Φ10	3Φ12	3Φ12	2Φ10	3Φ12
Piso 4	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	3Φ16	3Φ16	2Φ10	3Φ16
Piso 3	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16
Piso 2	3Φ16	2Φ10	5Φ16	5Φ16	2Φ10	5Φ16	5Φ16	2Φ10	5Φ16
Piso 1	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16

Quadro A.2.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ10	2Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10
Piso 4	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ10	3Φ12
Piso 3	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12
Piso 2	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16
Piso 1	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12

Quadro A.2.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.1	Φ6//0.1	Φ6//0.1
Piso 4	Φ6//0.1	Φ6//0.1	Φ6//0.1
Piso 3	Φ6//0.1	Φ6//0.1	Φ6//0.1
Piso 2	Φ6//0.1	Φ6//0.1	Φ6//0.1
Piso 1	Φ6//0.1	Φ6//0.1	Φ6//0.1

Quadro A.2.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 4	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 3	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 2	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 1	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12

Quadro A.2.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$
Piso 4	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$
Piso 3	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$
Piso 2	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$
Piso 1	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$

### A.3 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO A PELO REGULAMENTO ROMENO PARA A CLASSE DCL

Quadro A.3.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 12$
Piso 4	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$
Piso 3	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 12$
Piso 2	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 12$
Piso 1	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 12$

Quadro A.3.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$
Piso 4	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$
Piso 3	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 12$
Piso 2	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$
Piso 1	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 12$

Quadro A.3.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.23$	$\Phi 6//0.23$	$\Phi 6//0.23$
Piso 4	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.23$
Piso 3	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.21$
Piso 2	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.19$
Piso 1	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.21$

Quadro A.3.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$
Piso 4	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$
Piso 3	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$
Piso 2	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$
Piso 1	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$

Quadro A.3.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$
Piso 4	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$
Piso 3	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$
Piso 2	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$
Piso 1	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$

#### A.4 - ARMADURA DISPOSTA PARA PÓRTICO O A PELO REGULAMENTO AMERICANO PARA A CLASSE SDC A

Quadro A.4.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4Φ12	4Φ10	4Φ12	4Φ12	4Φ10	4Φ12	4Φ12	4Φ10	4Φ10
Piso 4	4Φ16	4Φ10	4Φ16	4Φ16	4Φ10	4Φ16	4Φ16	4Φ10	3Φ16
Piso 3	4Φ20	4Φ10	5Φ16	5Φ16	4Φ10	5Φ16	5Φ16	4Φ10	5Φ16
Piso 2	5Φ12	4Φ10	4Φ20	4Φ20	4Φ10	4Φ20	4Φ20	4Φ10	4Φ20
Piso 1	4Φ20	4Φ10	4Φ20	4Φ20	4Φ10	5Φ16	5Φ16	4Φ10	5Φ16

Quadro A.4.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 4	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 3	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	3Φ16	3Φ16	4Φ10	3Φ16
Piso 2	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ16	4Φ16	4Φ10	4Φ16
Piso 1	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	3Φ16	3Φ16	4Φ10	3Φ16

Quadro A.4.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 4	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 3	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 2	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 1	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15

Quadro A.4.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4Φ12	4Φ10	6Φ12	4Φ10
Piso 4	4Φ12	4Φ10	6Φ12	4Φ12
Piso 3	4Φ10	4Φ10	4Φ12	4Φ10
Piso 2	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 1	4Φ12	4Φ10	4Φ10	6Φ12

Quadro A.4.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19
Piso 4	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19
Piso 3	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19
Piso 2	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19
Piso 1	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19

## A.5 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO A PELO EC8 PARA A CLASSE DCM

Quadro A.5.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 4	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 3	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	3Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12



Quadro A.5.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 3	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.5.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.08	Φ6//0.08	Φ6//0.08
Piso 4	Φ6//0.08	Φ6//0.08	Φ6//0.08
Piso 3	Φ6//0.08	Φ6//0.08	Φ6//0.08
Piso 2	Φ6//0.08	Φ6//0.08	Φ6//0.08
Piso 1	Φ6//0.08	Φ6//0.08	Φ6//0.08

Quadro A.5.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	8Φ12	6Φ12	8Φ12	6Φ12
Piso 4	10Φ12	10Φ12	10Φ12	6Φ12
Piso 3	10Φ12	8Φ12	8Φ12	6Φ12
Piso 2	8Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 1	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12

Quadro A.5.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$
Piso 4	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.125$
Piso 3	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.125$
Piso 2	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.125$
Piso 1	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.09$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.125$

## A.6 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO A PELO REGULAMENTO ITALIANO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.6.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 4	3 $\Phi 16$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 3	3 $\Phi 16$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 2	3 $\Phi 16$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$
Piso 1	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$

Quadro A.6.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 4	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 3	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 2	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 1	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$

Quadro A.6.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 4	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 3	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 2	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 1	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$

Quadro A.6.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 4	10 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 3	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 2	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 1	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$

Quadro A.6.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$
Piso 4	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$
Piso 3	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$
Piso 2	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$
Piso 1	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$

## A.7 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO A PELO REGULAMENTO ROMENO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.7.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 4	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 3	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.7.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 3	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.7.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 4	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 3	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 2	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 1	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085

Quadro A.7.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 4	10Φ12	8Φ12	10Φ12	6Φ12
Piso 3	8Φ12	6Φ12	8Φ12	6Φ12
Piso 2	8Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 1	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12

Quadro A.7.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ6//0.125	Φ6//0.125	Φ6//0.125	Φ6//0.125
Piso 4	Φ6//0.125	Φ6//0.125	Φ6//0.125	Φ6//0.125
Piso 3	Φ6//0.125	Φ6//0.125	Φ6//0.125	Φ6//0.125
Piso 2	Φ6//0.125	Φ6//0.11	Φ6//0.125	Φ6//0.125
Piso 1	Φ6//0.125	Φ6//0.1	Φ6//0.11	Φ6//0.125

## A.8 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO A PELO REGULAMENTO AMERICANO PARA A CLASSE SDC B

Quadro A.8.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 4	5Φ12	4Φ10	5Φ12	5Φ12	4Φ10	5Φ12	5Φ12	4Φ10	4Φ10
Piso 3	2Φ20	4Φ10	3Φ16	3Φ16	4Φ10	3Φ16	3Φ16	4Φ10	4Φ10
Piso 2	5Φ12	4Φ10	2Φ20	2Φ20	4Φ10	2Φ20	2Φ20	4Φ10	4Φ12
Piso 1	2Φ20	4Φ10	2Φ20	2Φ20	4Φ10	3Φ16	3Φ16	4Φ10	4Φ10

Quadro A.8.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 4	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 3	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 2	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 1	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10

Quadro A.8.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 4	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 3	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 2	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 1	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15

Quadro A.8.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 4	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 3	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 2	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 1	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10

Quadro A.8.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 4	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 3	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 2	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 1	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$

## A.9 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B PELO EC8 PARA A CLASSE DCL

Quadro A.9.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 16$						
Piso 4	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$						
Piso 3	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$
Piso 2	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$
Piso 1	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 12$

Quadro A.9.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$						
Piso 4	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$						
Piso 3	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 12$
Piso 2	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 16$	2 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 16$
Piso 1	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$

Quadro A.9.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.21$		
Piso 4	$\Phi 6//0.11$		
Piso 3	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.21$
Piso 2	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.17$
Piso 1	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.18$

Quadro A.9.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$		
Piso 4	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$		
Piso 3	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	10 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 2	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$
Piso 1	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$

Quadro A.9.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$		
Piso 4	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$		
Piso 3	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$
Piso 2	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$
Piso 1	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$



## A.10 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B PELO REGULAMENTO ITALIANO PARA A CLASSE DCL

Quadro A.10.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4Φ12	2Φ10	4Φ12						
Piso 4	4Φ16	2Φ10	4Φ16						
Piso 3	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	3Φ12
Piso 2	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	5Φ12
Piso 1	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	4Φ12

Quadro A.10.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ10	2Φ12	2Φ10						
Piso 4	2Φ10	3Φ12	2Φ10						
Piso 3	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ12
Piso 2	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ16	2Φ16	2Φ10	2Φ16
Piso 1	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ10	3Φ12

Quadro A.10.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.1		
Piso 4	Φ6//0.1		
Piso 3	Φ6//0.1	Φ6//0.1	Φ6//0.1
Piso 2	Φ6//0.1	Φ6//0.1	Φ6//0.1
Piso 1	Φ6//0.1	Φ6//0.1	Φ6//0.1

Quadro A.10.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4Φ12	4Φ12		
Piso 4	4Φ12	4Φ12		
Piso 3	4Φ12	4Φ12	10Φ12	6Φ12
Piso 2	4Φ12	4Φ12	6Φ12	4Φ12
Piso 1	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12

Quadro A.10.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ6//0.14	Φ6//0.14		
Piso 4	Φ6//0.14	Φ6//0.14		
Piso 3	Φ6//0.14	Φ6//0.14	Φ6//0.14	Φ6//0.14
Piso 2	Φ6//0.14	Φ6//0.14	Φ6//0.14	Φ6//0.14
Piso 1	Φ6//0.14	Φ6//0.14	Φ6//0.14	Φ6//0.14

#### A.11 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B PELO REGULAMENTO ROMENO PARA A CLASSE DCL

Quadro A.11.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ10	3Φ12						
Piso 4	5Φ12	2Φ10	5Φ12						
Piso 3	5Φ12	2Φ10	3Φ16	3Φ16	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	3Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ10	3Φ16	3Φ16	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	3Φ12

Quadro A.11.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ10	2Φ12	2Φ10						
Piso 4	2Φ10	3Φ12	2Φ10						
Piso 3	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10
Piso 2	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ12
Piso 1	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ12

Quadro A.11.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.23		
Piso 4	Φ6//0.11		
Piso 3	Φ6//0.11	Φ6//0.12	Φ6//0.23
Piso 2	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.23
Piso 1	Φ6//0.11	Φ6//0.12	Φ6//0.23

Quadro A.11.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4Φ12	4Φ12		
Piso 4	4Φ12	4Φ12		
Piso 3	4Φ12	4Φ12	6Φ12	4Φ12
Piso 2	4Φ12	4Φ12	4Φ10	4Φ10
Piso 1	4Φ12	4Φ12	4Φ10	4Φ10

Quadro A.11.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$		
Piso 4	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$		
Piso 3	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$
Piso 2	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$
Piso 1	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$	$\Phi 6//0.24$

## A.12 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B PELO REGULAMENTO AMERICANO PARA A CLASSE SDC A

Quadro A.12.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	5 $\Phi 12$	4 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$						
Piso 4	3 $\Phi 20$	4 $\Phi 10$	5 $\Phi 16$						
Piso 3	3 $\Phi 20$	4 $\Phi 10$	5 $\Phi 16$	5 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	4 $\Phi 10$	2 $\Phi 16$
Piso 2	3 $\Phi 20$	4 $\Phi 10$	5 $\Phi 16$	5 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	3 $\Phi 20$	3 $\Phi 20$	4 $\Phi 10$	2 $\Phi 20$
Piso 1	3 $\Phi 20$	4 $\Phi 10$	3 $\Phi 20$	3 $\Phi 20$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$

Quadro A.12.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$						
Piso 4	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$						
Piso 3	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$
Piso 2	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	2 $\Phi 16$
Piso 1	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 12$

Quadro A.12.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.15$		
Piso 4	$\Phi 6//0.15$		
Piso 3	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$
Piso 2	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$
Piso 1	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$

Quadro A.12.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$		
Piso 4	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 12$		
Piso 3	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	6 $\Phi 16$	6 $\Phi 12$
Piso 2	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	6 $\Phi 12$	4 $\Phi 10$
Piso 1	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$

Quadro A.12.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$		
Piso 4	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$		
Piso 3	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 2	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 1	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$

### A.13 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B COMO REGULAR PELO EC8 PARA A CLASSE DCM

Quadro A.13.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12						
Piso 4	5Φ12	2Φ12	5Φ12						
Piso 3	5Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.13.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12						
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12						
Piso 3	3Φ12	3Φ12	4Φ12	4Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	4Φ12	4Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.13.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.085		
Piso 4	Φ6//0.085		
Piso 3	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 2	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 1	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085

Quadro A.13.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	8Φ12	8Φ12		
Piso 4	10Φ12	10Φ12		
Piso 3	10Φ12	6Φ16	10Φ16	8Φ12
Piso 2	8Φ12	6Φ12	8Φ16	8Φ12
Piso 1	6Φ12	8Φ12	8Φ16	6Φ12

Quadro A.13.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ6//0.125	Φ6//0.125		
Piso 4	Φ6//0.12	Φ6//0.12		
Piso 3	Φ6//0.11	Φ6//0.09	Φ6//0.075	Φ6//0.125
Piso 2	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.08	Φ6//0.125
Piso 1	Φ6//0.12	Φ6//0.09	Φ6//0.075	Φ6//0.125

#### A.14 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B COMO REGULAR PELO REGULAMENTO ITALIANO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.14.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12						
Piso 4	5Φ12	2Φ12	6Φ12						
Piso 3	5Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.14.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12						
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12						
Piso 3	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.14.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.085		
Piso 4	Φ6//0.085		
Piso 3	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 2	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 1	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085

Quadro A.14.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6Φ12	6Φ12		
Piso 4	8Φ12	10Φ12		
Piso 3	8Φ12	8Φ12	8Φ16	6Φ12
Piso 2	6Φ12	6Φ12	6Φ16	6Φ12
Piso 1	6Φ12	6Φ12	6Φ16	6Φ12



Quadro A.14.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$		
Piso 4	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$		
Piso 3	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 6//0.08$	$\Phi 6//0.08$
Piso 2	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 6//0.08$	$\Phi 6//0.08$
Piso 1	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 6//0.08$	$\Phi 6//0.08$

#### A.15 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B COMO REGULAR PELO REGULAMENTO ROMENO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.15.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$						
Piso 4	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$						
Piso 3	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 2	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 1	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$

Quadro A.15.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$						
Piso 4	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$						
Piso 3	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 2	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 1	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$

Quadro A.15.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.085$		
Piso 4	$\Phi 6//0.085$		
Piso 3	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 2	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 1	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$

Quadro A.15.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$		
Piso 4	10 $\Phi 12$	10 $\Phi 12$		
Piso 3	8 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	8 $\Phi 16$	8 $\Phi 12$
Piso 2	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	8 $\Phi 16$	6 $\Phi 12$
Piso 1	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 16$	6 $\Phi 12$

Quadro A.15.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$		
Piso 4	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$		
Piso 3	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.125$
Piso 2	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.09$	$\Phi 6//0.125$
Piso 1	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.125$

## A.16 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B COMO REGULAR PELO REGULAMENTO AMERICANO PARA A CLASSE SDC A

Quadro A.16.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	4Φ10	3Φ12						
Piso 4	5Φ12	4Φ10	3Φ16						
Piso 3	5Φ12	4Φ10	2Φ20	2Φ20	4Φ10	5Φ12	5Φ12	4Φ10	4Φ10
Piso 2	5Φ12	4Φ10	3Φ16	3Φ16	4Φ10	5Φ12	5Φ12	4Φ10	4Φ10
Piso 1	5Φ12	4Φ10	3Φ16	3Φ16	4Φ10	5Φ12	5Φ12	4Φ10	4Φ10

Quadro A.16.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4Φ10	4Φ10	4Φ10						
Piso 4	4Φ10	4Φ10	4Φ10						
Piso 3	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 2	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 1	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10

Quadro A.16.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.15		
Piso 4	Φ6//0.15		
Piso 3	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 2	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15
Piso 1	Φ6//0.15	Φ6//0.15	Φ6//0.15

Quadro A.16.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4Φ12	4Φ12		
Piso 4	4Φ10	4Φ10		
Piso 3	4Φ10	4Φ10	4Φ12	4Φ10
Piso 2	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10
Piso 1	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10

Quadro A.16.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ10//0.19	Φ10//0.19		
Piso 4	Φ10//0.19	Φ10//0.19		
Piso 3	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19
Piso 2	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19
Piso 1	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19	Φ10//0.19

#### A.17 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B COMO IRREGULAR PELO EC8 PARA A CLASSE DCM

Quadro A.17.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12						
Piso 4	5Φ12	2Φ12	5Φ12						
Piso 3	5Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.17.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12						
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12						
Piso 3	3Φ12	3Φ12	4Φ12	4Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	4Φ12	4Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.17.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.085		
Piso 4	Φ6//0.085		
Piso 3	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 2	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 1	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085

Quadro A.17.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	8Φ12	8Φ12		
Piso 4	10Φ12	10Φ12		
Piso 3	10Φ12	6Φ16	10Φ16	8Φ12
Piso 2	8Φ12	6Φ12	8Φ16	8Φ12
Piso 1	6Φ12	8Φ12	8Φ16	6Φ12

Quadro A.17.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$		
Piso 4	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.12$		
Piso 3	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.09$	$\Phi 6//0.075$	$\Phi 6//0.125$
Piso 2	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.08$	$\Phi 6//0.125$
Piso 1	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.09$	$\Phi 6//0.075$	$\Phi 6//0.125$

#### A.18 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B COMO IRREGULAR PELO REGULAMENTO ITALIANO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.18.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$						
Piso 4	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$						
Piso 3	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 2	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 1	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$

Quadro A.18.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$						
Piso 4	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$						
Piso 3	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 2	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 1	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$

Quadro A.18.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.085$		
Piso 4	$\Phi 6//0.085$		
Piso 3	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 2	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 1	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$

Quadro A.18.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$		
Piso 4	8 $\Phi 12$	10 $\Phi 12$		
Piso 3	8 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	8 $\Phi 16$	6 $\Phi 12$
Piso 2	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 16$	6 $\Phi 12$
Piso 1	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 16$	6 $\Phi 12$

Quadro A.18.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$		
Piso 4	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$		
Piso 3	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 6//0.08$	$\Phi 6//0.08$
Piso 2	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 6//0.08$	$\Phi 6//0.08$
Piso 1	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 8//0.1$	$\Phi 6//0.08$	$\Phi 6//0.08$

## A.19 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO B COMO IRREGULAR PELO REGULAMENTO ROMENO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.19.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12						
Piso 4	5Φ12	2Φ12	5Φ12						
Piso 3	5Φ12	2Φ12	3Φ16	3Φ16	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	3Φ16	3Φ16	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.19.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12						
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12						
Piso 3	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.19.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.085		
Piso 4	Φ6//0.085		
Piso 3	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 2	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 1	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085



Quadro A.19.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6Φ12	6Φ12		
Piso 4	10Φ12	10Φ12		
Piso 3	8Φ12	8Φ12	8Φ16	8Φ12
Piso 2	8Φ12	6Φ12	8Φ16	6Φ12
Piso 1	6Φ12	6Φ12	6Φ16	6Φ12

Quadro A.19.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ6//0.125	Φ6//0.125		
Piso 4	Φ6//0.125	Φ6//0.125		
Piso 3	Φ6//0.125	Φ6//0.125	Φ6//0.1	Φ6//0.125
Piso 2	Φ6//0.12	Φ6//0.125	Φ6//0.09	Φ6//0.125
Piso 1	Φ6//0.125	Φ6//0.11	Φ6//0.1	Φ6//0.125

## A.20 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C PELO EC8 PARA A CLASSE DCL

Quadro A.20.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ16	2Φ10	2Φ16	2Φ16	2Φ10	4Φ12			
Piso 4	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16			
Piso 3	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	3Φ16
Piso 2	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16
Piso 1	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16	4Φ16	2Φ10	4Φ16

Quadro A.20.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ10	2Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ12	2Φ10			
Piso 4	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ10			
Piso 3	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	4Φ12	4Φ12	2Φ10	4Φ12
Piso 2	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12
Piso 1	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	4Φ12	4Φ12	2Φ10	5Φ12

Quadro A.20.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.23	Φ6//0.23	
Piso 4	Φ6//0.11	Φ6//0.11	
Piso 3	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.15
Piso 2	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.13
Piso 1	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.15

Quadro A.20.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4Φ12	4Φ12	4Φ12	
Piso 4	4Φ12	4Φ12	4Φ12	
Piso 3	4Φ12	4Φ12	4Φ12	6Φ12
Piso 2	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12
Piso 1	4Φ12	4Φ12	4Φ12	6Φ12

Quadro A.20.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	
Piso 4	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	
Piso 3	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$
Piso 2	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$
Piso 1	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$	$\Phi 6//0.18$

## A.21 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C PELO REGULAMENTO ITALIANO PARA A CLASSE DCL

Quadro A.21.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 16$	2 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 16$			
Piso 4	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$			
Piso 3	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 16$
Piso 2	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$
Piso 1	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$	4 $\Phi 16$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 16$

Quadro A.21.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$			
Piso 4	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$			
Piso 3	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 12$
Piso 2	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$
Piso 1	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	2 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$

Quadro A.21.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$	
Piso 4	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$	
Piso 3	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$
Piso 2	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$
Piso 1	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$

Quadro A.21.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	
Piso 4	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	
Piso 3	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 2	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 1	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$

Quadro A.21.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	
Piso 4	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	
Piso 3	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$
Piso 2	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$
Piso 1	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$	$\Phi 6//0.14$

## A.22 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C PELO REGULAMENTO ROMENO PARA A CLASSE DCL

Quadro A.22.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ10	3Φ12	3Φ12	2Φ10	3Φ12			
Piso 4	5Φ12	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12			
Piso 3	5Φ12	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	3Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	4Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	5Φ12	5Φ12	2Φ10	3Φ12

Quadro A.22.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ10	2Φ12	2Φ10	2Φ10	2Φ12	2Φ10			
Piso 4	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ10			
Piso 3	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ10	2Φ12
Piso 2	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ10	2Φ12
Piso 1	2Φ10	3Φ12	2Φ10	2Φ10	3Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ10	2Φ12

Quadro A.22.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.23	Φ6//0.23	
Piso 4	Φ6//0.11	Φ6//0.11	
Piso 3	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.23
Piso 2	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.21
Piso 1	Φ6//0.11	Φ6//0.11	Φ6//0.22

Quadro A.22.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4Φ12	4Φ12	4Φ12	
Piso 4	4Φ12	4Φ12	4Φ12	
Piso 3	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12
Piso 2	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12
Piso 1	4Φ12	4Φ12	4Φ12	4Φ12

Quadro A.22.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ6//0.24	Φ6//0.24	Φ6//0.24	
Piso 4	Φ6//0.24	Φ6//0.24	Φ6//0.24	
Piso 3	Φ6//0.24	Φ6//0.24	Φ6//0.24	Φ6//0.24
Piso 2	Φ6//0.24	Φ6//0.24	Φ6//0.24	Φ6//0.24
Piso 1	Φ6//0.24	Φ6//0.24	Φ6//0.24	Φ6//0.24

### A.23 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C PELO REGULAMENTO AMERICANO PARA A CLASSE SDC A

Quadro A.23.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	5Φ12	4Φ10	5Φ12	5Φ12	4Φ10	5Φ12			
Piso 4	3Φ20	4Φ10	3Φ20	3Φ20	4Φ10	3Φ20			
Piso 3	5Φ16	4Φ10	3Φ20	3Φ20	4Φ10	3Φ20	3Φ20	4Φ10	4Φ16
Piso 2	4Φ20	4Φ10	5Φ16	5Φ16	4Φ10	5Φ16	5Φ16	4Φ10	3Φ20
Piso 1	3Φ20	4Φ10	3Φ20	3Φ20	4Φ10	3Φ20	3Φ20	4Φ10	4Φ16

Quadro A.23.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10			
Piso 4	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10			
Piso 3	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	3Φ16	3Φ16	4Φ10	4Φ12
Piso 2	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	3Φ16	3Φ16	4Φ10	3Φ16
Piso 1	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ10	4Φ12	4Φ12	4Φ10	3Φ16

Quadro A.23.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.19	Φ6//0.19	
Piso 4	Φ6//0.19	Φ6//0.19	
Piso 3	Φ6//0.19	Φ6//0.19	Φ6//0.19
Piso 2	Φ6//0.19	Φ6//0.19	Φ6//0.19
Piso 1	Φ6//0.19	Φ6//0.19	Φ6//0.19

Quadro A.23.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4Φ12	4Φ12	4Φ12	
Piso 4	4Φ12	4Φ10	4Φ12	
Piso 3	4Φ10	4Φ10	4Φ12	6Φ12
Piso 2	4Φ10	4Φ10	4Φ12	4Φ10
Piso 1	4Φ12	4Φ10	4Φ10	6Φ12

Quadro A.23.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	
Piso 4	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	
Piso 3	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 2	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 1	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$

## A.24 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C COMO REGULAR PELO EC8 PARA A CLASSE DCM

Quadro A.24.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$			
Piso 4	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$			
Piso 3	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 2	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 1	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$

Quadro A.24.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$			
Piso 4	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$			
Piso 3	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 2	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$
Piso 1	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$	2 $\Phi 12$



Quadro A.24.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	
Piso 4	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	
Piso 3	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 2	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 1	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$

Quadro A.24.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	
Piso 4	10 $\Phi 12$	10 $\Phi 12$	10 $\Phi 12$	
Piso 3	10 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	10 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 2	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 1	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$

Quadro A.24.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	
Piso 4	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.12$	
Piso 3	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.125$
Piso 2	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.125$
Piso 1	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.09$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.125$

## A.25 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C COMO REGULAR PELO REGULAMENTO ITALIANO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.25.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	3Φ12			
Piso 4	3Φ16	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	6Φ12			
Piso 3	3Φ16	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ16	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.25.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12			
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12			
Piso 3	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.25.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.085	Φ6//0.085	
Piso 4	Φ6//0.085	Φ6//0.085	
Piso 3	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 2	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 1	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085

Quadro A.25.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6Φ12	6Φ12	6Φ12	
Piso 4	10Φ12	8Φ12	10Φ12	
Piso 3	8Φ12	6Φ12	8Φ12	6Φ12
Piso 2	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 1	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12

Quadro A.25.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	
Piso 4	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	
Piso 3	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1
Piso 2	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1
Piso 1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1

## A.26 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C COMO REGULAR PELO REGULAMENTO ROMENO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.26.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	3Φ12			
Piso 4	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12			
Piso 3	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.26.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12			
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12			
Piso 3	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.26.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.085	Φ6//0.085	
Piso 4	Φ6//0.085	Φ6//0.085	
Piso 3	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 2	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 1	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085

Quadro A.26.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6Φ12	6Φ12	6Φ12	
Piso 4	10Φ12	8Φ12	10Φ12	
Piso 3	8Φ12	6Φ12	8Φ12	6Φ12
Piso 2	8Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 1	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12

Quadro A.26.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	
Piso 4	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	
Piso 3	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$
Piso 2	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$
Piso 1	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.125$

## A.27 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C COMO REGULAR PELO REGULAMENTO AMERICANO PARA A CLASSE SDC A

Quadro A.27.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$			
Piso 4	5 $\Phi 12$	4 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	4 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$			
Piso 3	3 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$
Piso 2	3 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$
Piso 1	5 $\Phi 12$	4 $\Phi 10$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$	4 $\Phi 10$	5 $\Phi 12$	5 $\Phi 12$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$

Quadro A.27.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$			
Piso 4	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$			
Piso 3	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$
Piso 2	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$
Piso 1	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$

Quadro A.27.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$	
Piso 4	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$	
Piso 3	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$
Piso 2	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$
Piso 1	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$	$\Phi 6//0.15$

Quadro A.27.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	
Piso 4	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	
Piso 3	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$
Piso 2	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$
Piso 1	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$

Quadro A.27.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	
Piso 4	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	
Piso 3	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 2	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$
Piso 1	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$	$\Phi 10//0.19$

## A.28 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C COMO IRREGULAR PELO EC8 PARA A CLASSE DCM

Quadro A.28.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	3Φ12			
Piso 4	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12			
Piso 3	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	3Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.28.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12			
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12			
Piso 3	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.28.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.085	Φ6//0.085	
Piso 4	Φ6//0.085	Φ6//0.085	
Piso 3	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 2	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 1	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085

Quadro A.28.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	8Φ12	6Φ12	8Φ12	
Piso 4	10Φ12	10Φ12	10Φ12	
Piso 3	10Φ12	8Φ12	10Φ12	6Φ12
Piso 2	8Φ12	6Φ12	8Φ12	6Φ12
Piso 1	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12

Quadro A.28.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ6//0.125	Φ6//0.125	Φ6//0.125	
Piso 4	Φ6//0.12	Φ6//0.1	Φ6//0.12	
Piso 3	Φ6//0.11	Φ6//0.1	Φ6//0.1	Φ6//0.125
Piso 2	Φ6//0.11	Φ6//0.1	Φ6//0.11	Φ6//0.125
Piso 1	Φ6//0.12	Φ6//0.09	Φ6//0.11	Φ6//0.125

## A.29 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C COMO IRREGULAR PELO REGULAMENTO ITALIANO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.29.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	3Φ12			
Piso 4	3Φ16	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	6Φ12			
Piso 3	3Φ16	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ16	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	3Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	6Φ12	6Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12



Quadro A.29.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12			
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12			
Piso 3	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.29.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	Φ6//0.085	Φ6//0.085	
Piso 4	Φ6//0.085	Φ6//0.085	
Piso 3	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 2	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085
Piso 1	Φ6//0.085	Φ6//0.085	Φ6//0.085

Quadro A.29.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6Φ12	6Φ12	6Φ12	
Piso 4	10Φ12	8Φ12	10Φ12	
Piso 3	8Φ12	6Φ12	8Φ12	6Φ12
Piso 2	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12
Piso 1	6Φ12	6Φ12	6Φ12	6Φ12

Quadro A.29.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	
Piso 4	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	
Piso 3	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1
Piso 2	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1
Piso 1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1	Φ8//0.1

### A.30 - ARMADURA DISPOSTA PARA O PÓRTICO C COMO IRREGULAR PELO REGULAMENTO ROMENO PARA A CLASSE DCM

Quadro A.30.1 - Armadura longitudinal superior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(-)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	3Φ12	2Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	3Φ12			
Piso 4	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12			
Piso 3	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	5Φ12	5Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.30.2 - Armadura longitudinal inferior das vigas

Vigas									
$A_{s,l}(+)$	Pórtico 1			Pórtico 2			Pórtico 3		
	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.	Esq.	1/2 Vão	Dir.
Cobertura	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12			
Piso 4	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12			
Piso 3	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 2	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12
Piso 1	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	3Φ12	2Φ12	2Φ12

Quadro A.30.3 - Armadura transversal das vigas

Vigas			
$A_{s,w}$	Pórtico 1	Pórtico 3	Pórtico 3
Cobertura	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	
Piso 4	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	
Piso 3	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 2	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$
Piso 1	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$	$\Phi 6//0.085$

Quadro A.30.4 - Armadura longitudinal dos pilares

Pilares				
$A_{s,l}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	
Piso 4	10 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	10 $\Phi 12$	
Piso 3	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 2	8 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$
Piso 1	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$	6 $\Phi 12$

Quadro A.30.5 - Armadura transversal dos pilares

Pilares				
$A_{s,w}$	1º alinhamento	2º alinhamento	3º alinhamento	4º alinhamento
Cobertura	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	
Piso 4	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	
Piso 3	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$
Piso 2	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.11$	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.125$
Piso 1	$\Phi 6//0.125$	$\Phi 6//0.1$	$\Phi 6//0.12$	$\Phi 6//0.125$



